

30-0063/001

30-0063

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Schlußbericht zu

Akt.-Nr. 4.2.2.2: "Konstruktive Verstärkung durch angeklebte Stahllaschen" von
F.S. Rostásy und E.H. Ranisch
(1983)

Die diesem Bericht zugrunde liegenden Arbeiten wurden mit Mitteln des Bundesministers für Forschung und Technologie (FKZ:Bau 7006) gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt liegt jedoch allein bei den Autoren.

Kurzfassung

Konstruktive Verstärkungen von Stahlbetontragwerken durch angeklebte Stahllaschen werden seit Mitte der sechziger Jahre in mehreren Ländern labor- und baustellenmäßig erprobt. Seit dieser Zeit stehen auch geeignete Reaktionsharzkleber auf Epoxidharzbasis zur Verfügung. Die Verfasser beschäftigen sich seit 1978 mit dieser für Deutschland neuen Verstärkungstechnik. Sie entwickelten damit eine Sanierungsmethode für gerissene Koppelfugenbereiche von feldweise hergestellten Spannbetonbrücken.

In diesem state-of-art-report wird zuerst ein Überblick über die in- und ausländische Grundlagenforschung gegeben. Diese beschäftigt sich mit dem Verbundsystem bestehend aus Stahllasche, Klebschicht und Beton.

Anschließend werden die Ergebnisse von Bauteilversuchen an Stahlbetonplatten und -balken mit zusätzlich angeklebter Bewehrung beschrieben und die darauf aufbauenden Bemessungskonzepte diskutiert.

Schließlich wird anhand von fünf Ausführungsbeispielen der Stand der Technik und die Breite der Einsatzmöglichkeiten aufgezeigt. Die Ausführungsgrundsätze (Bemessung, Klebflächenvorbehandlung, Montage, Güteüberwachung usw.) werden in gedrängter Form für den Praktiker zusammengestellt. Diesem state-of-art-report liegen veröffentlichte und unveröffentlichte Forschungsergebnisse der Autoren sowie die Auswertung von 89 Veröffentlichungen zugrunde.

1. Einleitung

In den dreißiger Jahren gelang es erstmals, mit synthetischen Haftstoffen hochfeste Verklebungen von Metallen herzustellen. Dies wurde zuerst im Flugzeugbau genutzt, weil der Ersatz von Nietverbindungen durch Klebungen zu einem verminderten Eigengewicht und v.a. zu wirtschaftlichen Konstruktionen führte. Die Metallkleber der "ersten Generation" benötigten zum Aushärten Druck und Wärme. Seit rd. 30 Jahren gibt es nun meist zweikomponentige, kalthärtende Reaktionsharzklebstoffe, die den warmhärtenden kaum unterlegen sind.

Diese Reaktionsharze fanden in Form von Beschichtungsmitteln, Bauklebern, Bindemitteln für Kunstharzbeton u.a. auch im Bauwesen rasch Eingang. Seit Anfang der sechziger Jahre stellte man zunächst in Frankreich Versuche mit schubfesten Verklebungen zwischen Baustahl und Beton an. Diese Versuche dienten in erster Linie der Vorbereitung von anstehenden Sanierungsarbeiten, für die diese neue Technik gewissermaßen eine ultima ratio darstellte.

Bald folgten andere Länder mit Versuchen und ähnlichen Problemlösungen. Im wesentlichen ist man anfangs unabhängig voneinander vorgegangen, woraus sich unterschiedliche Anwendungstechniken entwickelten.

Die Verfasser befassen sich seit 1978 speziell mit der Sanierung von Rissen im Koppelbereich von Spannbetonbrücken durch angeklebte Stahllaschen. Eine erste Baustellenanwendung hat im Jahre 1981 stattgefunden.

Insgesamt bedeutet die Nutzung von Adhäsionsbindungen zur planmäßigen Kraftübertragung für den Stahlbetonbau etwas Neues. Die angeklebten Stahllaschen verhalten sich jedoch im wesentlichen ähnlich wie herkömmliche Bewehrung. Deshalb beginnt sich für diese Verstärkungstechnik auch langsam der Name "Geklebte Bewehrung" durchzusetzen.

Der folgende State-of-Art-Report beginnt mit einer Schilderung der physikalischen und chemischen Grundzüge des Klebevorgangs.

Dann folgt eine Auswertung der in- und ausländischen Grundlagenforschung, die den Einflußgrößen der Verbundfestigkeit des Drei-Schichten-Systems Stahllasche-Klebschicht-Beton gewidmet waren.

Im Kapitel 5 werden die Ergebnisse von Bauteilversuchen an Stahlbetonplatten und -balken mit zusätzlich angeklebter Bewehrung diskutiert.

Aufbauend auf die Ergebnisse der Grundlagenforschung und der Bauteilversuche werden anschließend Bemessungsverfahren diskutiert.

Im Kapitel 7 wird anhand von fünf Ausführungsbeispielen der heutige Stand der Technik und die derzeitige Breite der Einsatzmöglichkeiten aufgezeigt.

Zum Schluß werden die Ausführungsgrundsätze noch einmal in gedrängter Form für den Praktiker zusammengestellt.

Am Ende jeden Absatzes wird die weiterführende Literatur angegeben.

2. Der Bindungsvorgang

2.1 Physikalische Vorgänge

Der Zusammenhalt vieler fester Stoffe, mit Ausnahme der Metalle u.a., kommt durch die Molekularkräfte zustande, die nach ihrem Entdecker auch Van-der-Waalsche Kräfte genannt werden. Molekularkräfte zwischen gleichartigen Stoffen werden Kohäsionskräfte genannt. Die Molekularkräfte zwischen verschiedenen Stoffen heißen Adhäsionskräfte. Beide sind von gleicher Größenordnung.

Adhäsionskräfte treten auch zwischen festen und flüssigen und auch zwischen festen und gasförmigen Stoffen auf. Dann spricht man von Adsorption.

Der Klebvorgang beginnt mit der Adsorption des flüssigen Klebstoffs an den Fügeteilen. Die Adhäsionskräfte sind dabei umso größer, je besser der Klebstoff die Fügeteilmaterialien benetzt. Die Benetzung hängt vom Verhältnis der Adhäsions- zur Kohäsionsenergie und von den Polaritätseigenschaften der Moleküle ab. Stark polare Unterlagen wie Salzkristalle, Glas oder Metalle werden sehr viel besser benetzt als unpolare Substanzen wie Paraffin oder Kunststoffe.

Verunreinigungen der Oberfläche entstehen aus adhäsiv oder adsorptiv gebundenen Stoffen der Umgebung. Sie können die Benetzbarkeit stark beeinträchtigen, weil durch sie bereits ein Teil der Adhäsionsenergie verzehrt wird. Damit wird eine Schwierigkeit beim Verkleben von Stoffen mit hoher Oberflächenenergie wie beispielsweise Metalle deutlich, weil diese Stoffe Bestandteile der umgebenden Atmosphäre begierig anziehen. Durch submikroskopisches Aufrauen kann die Benetzung verbessert werden. Moderne Konstruktionsklebstoffe sollen adsorbierte Verunreinigungen unterwandern.

Mit dem Benetzen der Fügeteile durch den Klebstoff ist der Bindungsvorgang aus thermodynamischer Sicht nahezu abgeschlossen. Die Erhärtung der Klebschicht liefert praktisch keinen Energiebeitrag mehr. Die Art der Bindungskräfte ändert sich dadurch nicht. Selbstverständlich ist die Erhärtung für eine praktisch nutzbare Verbindung unerlässlich. Mechanische Theorien jedoch, die den Haftvorgang ausschließlich durch eine Verankerung des Klebers in den Poren und Spalten der Oberfläche zu erklären versuchten, stammen aus Zeiten, in denen die allgemeine Natur der Molekularkräfte noch nicht genügend klar erkannt war. Sie

werden beispielsweise dadurch widerlegt, daß auch poliertes, porenfreies Glas sehr gut verklebt werden kann /4/.

Eine mechanische Verzahnung kann jedoch als wichtiger, verstärkender Faktor wirken und insbesondere auch die Langzeitfestigkeit der Klebung verbessern.

Lit.: /4/, /10/, /23/, /53/, /66/.

2.2 Chemische Vorgänge

Die Adsorption von Gasen und Flüssigkeiten an festen Stoffen ist nur teilweise reversibel. Brockmann /10/ konnte nachweisen, daß hier chemische Verbindungen zwischen metallischen Fügeteilen und dem Kleber gebildet werden. Dieser Vorgang heißt Chemosorption. Diese chemische Bindungsenergie ist fünfmal so groß wie die physikalische.

Auch zwischen Bestandteilen des Betons und Epoxidharzen sind chemische Reaktionen ähnlich der Salzbindung möglich, wie Maier /51/ nachgewiesen hat. Problematisch erscheint jedoch die Tatsache, daß einige der infrage kommenden chemischen Verbindungen gegenüber Wasser nicht absolut stabil sind. Auch läßt sich nicht ausschließen, daß vom Klebstoff aufgenommene Verunreinigungen und Fremdatome der Fügeteile zu Vernetzungsstörungen im grenzschichtnahen Bereich führen können.

Lit.: /4/, /10/, /51/, /66/

2.3 Klebschichtfestigkeit

Hohe Fugenfestigkeiten sind gleichbedeutend mit guter Adhäsion zwischen Klebschicht und Fügeteilen und mit einer hohen Kohäsion der Klebschicht selbst. Die jahrtausende alte Technik des Leimens erhielt in diesem Jahrhundert durch die Entwicklung der synthetischen Haftstoffe neuen Auftrieb, weil diese den Leimen natürlichen Ursprungs an Festigkeit

deutlich überlegen sind. Das liegt im wesentlichen an der hohen Vernetzungsdichte der Fadenmoleküle der eingesetzten Kunstharze.

Die jüngste Entwicklung der Haftstoffchemie stellen die Reaktionsharzklebstoffe dar. Sie erst ermöglichen eine tragfeste Verklebung von Beton und Stahl.

Die Reaktionsharze bestehen aus mindestens zwei Komponenten, dem niedermolekularen Harz und dem Härter. Durch das Vermischen der beiden Komponenten wird die chemische Reaktion zur Bildung von Makromolekülen in Gang gesetzt. Der Härter wirkt dabei als Reaktionspartner oder als Katalysator. Der wesentliche Vorteil der Reaktionsharzklebstoffe besteht darin, daß sie lösungsmittelfrei sind und damit praktisch keine flüchtigen Bestandteile abspalten. Sie erhärten daher schwundarm. Auch bei dicken Schichtstärken entstehen praktisch keine schädlichen Eigenspannungen. Ein Anpreßdruck ist nicht erforderlich. Auch mit nicht porösen Fügeteilmaterialien können beliebig große Klebflächen hergestellt werden. Reaktionsharze härten bei Raumtemperatur aus. Die Reaktionsgeschwindigkeit kann den praktischen Erfordernissen angepaßt werden. Die einzelnen Komponenten sind ausreichend lagerfähig.

Für das Verkleben von Metallen gibt es heute eine Vielzahl von geeigneten Reaktionsharzklebern verschiedener Hersteller /61/. Für das Verkleben von Beton haben sich die Epoxidharze den anderen Harzen als überlegen erwiesen /63/.

Verklebungen zwischen Baustahl und Beton werden deshalb z.Zt. ausschließlich mit Epoxidharzen durchgeführt.

2.4 Folgerungen

Nach neueren Untersuchungen muß die Adhäsion als Summe von mechanischen, physikalischen und chemischen Wirkungen, die sich gegenseitig beeinflussen, angesehen werden. Eine Vorausberechnung der Haftkräfte aus molekularen Grundgrößen oder Baustoffkennwerten ist deshalb z.Zt. ausgeschlossen. Die technische Nutzung der Haftkräfte erfordert eine Aktivierung der Oberflächen. Dies geschieht am wirksamsten durch eine submikroskopische Aufrauhung.

Wegen seiner niedrigen Oberflächenspannung benetzt der Klebstoff die Fügeteile, wobei er unvermeidbare Verunreinigungen und Luftblasen feinverteilt in sich aufnimmt.

Moderne Reaktionsharzklebstoffe besitzen eine wesentlich höhere Festigkeit als die hydraulisch gebundenen Baustoffe. Insbesondere Epoxidharze sind für die Verklebung von so unterschiedlichen Materialien wie Beton und Stahl geeignet und besitzen gegenüber den im Bauwesen auftretenden Beanspruchungen Last, Umwelt und Zeit einen ausreichenden Widerstand.

3. Theoretische Ermittlung der Spannungsverteilung innerhalb der Klebschicht

Theoretische Untersuchungen des Spannungszustands sind hauptsächlich an einschnittigen Überlappungen mit den Werkstoffen und Abmessungen des Flugzeugbaus durchgeführt worden. Eine ausführliche vergleichende Beschreibung der wichtigsten Ansätze und ihrer Ergebnisse findet sich in /66/.

Für eine ingenieurmäßige Berechnung sind die bestehenden Verfahren kaum geeignet. Die wichtigsten Gründe dafür sind:

1. Die Unterschiede zwischen den berechneten und gemessenen Spannungen sind oft groß.

2. Eine brauchbare Bruchhypothese ist noch nicht formuliert.
3. Die Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Klebstoff-Verformungsgesetzes bereitet Schwierigkeiten.
4. Der mathematische Aufwand ist erheblich.
5. Genauere Theorien sind oft auf punktsymmetrische Verbindungen beschränkt.
6. Temperatur- und Zeiteinflüsse spielen eine große Rolle, können jedoch von den Theorien noch nicht berücksichtigt werden.

Ferner ist zu bedenken, daß bei Metallklebungen, die den Theorien zugrunde liegen, der Bruch in der Regel in der Klebschicht eintritt. Bei Verklebungen von Stahl mit Beton tritt der Bruch jedoch im Fügeteil Beton ein (sachgerechte Herstellung der Klebung vorausgesetzt).

Als wichtigstes Ergebnis zeigen alle Berechnungen die bekannte Tatsache auf, daß der für das Versagen kritische Beanspruchungszustand an den Überlappungsenden vorliegt, wo sowohl die Schubspannung als auch die Normalspannung normal zur Klebschicht ein Maximum aufweisen (s. Bild 3.1). Das bedeutet, daß die mittlere Schubspannung, wie sie allgemein zur Charakterisierung der Festigkeit einer geklebten Verbindung dient, nicht in direktem Zusammenhang zur Versagensursache gesetzt werden kann. Maßgebend ist vielmehr der örtliche Spannungszustand in der Klebschicht und im Fügeteil am Überlappungsende.

Auf Bild 3.2 sind die Verbundspannungen einer zweischnittigen Verklebung von Beton und Stahl (Doppellaste) für Verbundlängen von 100 bis 300 mm nach der Volkersen-Theorie /87/ berechnet worden. Die Verbundspannungsspitzen

steigen hier linear mit der Verbundlänge und der Belastung an und betragen ein Vielfaches der mittleren Verbundspannung. Spitzenwerte dieser Größenordnung werden durch die Versuche bei weitem nicht bestätigt.

Eine sehr viel bessere Übereinstimmung zwischen gerechneten und gemessenen Verbundspannungen erhält man zumindest für praxisnahe Metallverklebungen mit dem Iterationsverfahren der Deutschen Forschungs- und Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt (DFVLR) in Braunschweig /1/. Bei diesem Verfahren kann das nach DIN 54 451 /60/ bestimmte Schubspannungs-Gleitungsverhalten des Klebstoffs mit beliebiger Genauigkeit berücksichtigt werden. Schwierigkeiten bereitet z.Zt. noch die Formulierung eines Bruchkriteriums.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß mit den derzeit formulierten Theorien geometrische und bedingt auch stoffliche Einflüsse auf den Spannungszustand in einer Klebschicht verfolgt werden können. Alle Theorien sind für Metallklebungen mit Klebschichtbruch aufgestellt worden. Von daher ist eine Übertragung auf Beton-Stahl-Verklebungen nur bedingt möglich. Ausgehend von den Theorien hat sich selbst für einfache, symmetrische Metallklebungen noch kein praxisgerechtes, allgemeingültiges Bemessungsverfahren durchsetzen können.

Lit.: /1/, /24/, /25/, /66/, /87/.

4. Grundlagenforschung

4.1 Aufgabenstellung

Die Grundlagenforschung beschäftigt sich mit dem Dreischichten-System aus Lasche, Klebschicht und Beton unter planmäßiger Schubbeanspruchung. Dabei sollen die Einflußgrößen der Verbundfestigkeit durch geeignete Versuche

quantitativ bestimmt werden. Unter Verbundfestigkeit soll das Trag- und Verformungsverhalten unter äußeren Lasten bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen verstanden werden. Die Klärung der Zusammenhänge dient der gezielten Beeinflussung der Werkstoffe, der Oberflächenbehandlung und der Ausführung von Klebungen.

Die Einflußgrößen selbst sind größtenteils bereits von Metall- und Betonverklebungen bzw. -beschichtungen her bekannt. Sie fallen unter die folgenden Oberbegriffe:

1. Festigkeitseigenschaften
2. Verformungseigenschaften
3. Geometrische Eigenschaften
4. Oberflächeneigenschaften
5. Physikalische u. chemische Klebstoffeigenschaften
6. Belastung und Alterung
7. Umwelt

4.2 Einfluß der Festigkeiten

4.2.1 Stahlfestigkeit

Es ist bekannt, daß mit dem Erreichen der Streckgrenze im Fügebereich in der Regel auch ein Versagen der Klebschicht verbunden ist. Es erfolgt dann Adhäsionsbruch, weil dem Kleber an der Grenzschicht überproportionale Dehnungen aufgezwungen werden.

Dem Ausnutzen von höheren Stahlfestigkeiten stehen in der Praxis jedoch meistens andere Gründe (z.B. Abmessungen, Betonfestigkeit) entgegen.

4.2.2 Betonfestigkeit

Obwohl im Kurzzeitversuch die Bruchfuge in der Regel im Beton verläuft und somit die Betonfestigkeit augenfällig

die Verbundfestigkeit beeinflusst, sind systematische Untersuchungen zu ihrem quantitativen Einfluß kaum durchgeführt worden.

Stichprobenartige Zug-Scher-Versuche unseres Hauses /74/ mit weit auseinanderliegenden Betondruckfestigkeiten von $\beta_{W1} = 33 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_{W2} = 70 \text{ N/mm}^2$ lieferten folgende Proportionalität

$$\frac{z_u(\beta_{W2})}{z_u(\beta_{W1})} = 0,6 \frac{\beta_{W2}}{\beta_{W1}}$$

für $\beta_{W2} \gg \beta_{W1}$.

4.2.3 Festigkeit des Klebers

Die Druckfestigkeit der infrage kommenden Epoxidharzkleber liegt in der Größenordnung von hochfesten Zementbetonen. Ihre Biegezugfestigkeit ist mit über 20 N/mm^2 erheblich größer als die von Beton. Infolgedessen kann die Kohäsionsfestigkeit der Klebschicht nicht ausgenutzt werden.

Wenn im Kurzzeitversuch Klebschichtbrüche auftreten, liegen Verarbeitungsfehler wie z.B. falsches Mischungsverhältnis, unzureichende Homogenisierung, Überschreitung der Verarbeitungszeit, Blasenbildung beim Auftrag und andere vor.

Über systematische Untersuchungen zum Einfluß der Klebstofffestigkeit auf die Verbundfestigkeit - etwa im Hinblick auf eine wünschenswerte Festlegung von Mindestanforderungen - liegen keine Informationen vor.

4.3 Einfluß der Verformungseigenschaften der Baustoffe

Aus theoretischen und experimentellen Untersuchungen an Metallklebungen ist zu schließen, daß die Verformungseigenschaften der Fügeteile und besonders auch der Klebschicht wie Elastizitäts- und Gleitmodul und Querdehnzahl die Verbundfestigkeit beeinflussen.

Allen Theorien nach ist mit Zunahme der Fügeteilelastizität und mit Abnahme der Klebstoffelastizität eine höhere Verbundfestigkeit verbunden. Dies ließ sich durch Versuche nur begrenzt bestätigen, weil beispielsweise die chemischen Unterschiede zwischen Eisen und Aluminium die Wirkung der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln übertrafen. Z.Zt. erscheint deshalb eine gezielte Beeinflussung der Verbundfestigkeit auf diesem Wege noch nicht möglich.

4.4 Geometrische Einflüsse auf die Verbundfestigkeit

4.4.1 Einfluß der Laschenlänge

Erste Versuche zum Einfluß der Laschenlänge l_v auf die Verbundfestigkeit hat Bresson /6/ mit konstantem Laschenprofil von $A_L = 3 \times 70 \text{ mm}^2$ durchgeführt. Er erhielt die in Bild 4.1 dargestellten mittleren Verbundbruchspannungen. Sie nehmen monoton mit der Laschenlänge ab. Die von Bresson vorgeschlagenen zulässigen Verbundspannungen stellen mit der dabei ausgesprochenen Begrenzung der nutzbaren Laschenlänge auf 20 cm eine Beschränkung der Anwendbarkeit des ganzen Verfahrens dar, die heute nicht mehr vertretbar erscheint.

Ladner und Weder /40/ haben den Einfluß der Verbundlänge l_v mit konstantem Laschenquerschnitt $A_L = 3 \text{ cm}^2$ und konstanter Klebfläche $A_K = 480 \text{ cm}^2$ untersucht. Für diese Verhältnisse fanden sie für die auf die Strecklast Z_S bezogene Bruchlast Z_u (Betonbruch) die Beziehung

$$\frac{Z_u}{Z_S} = 0,042 \left(\frac{\sqrt{b_L l_v}}{t} \right)^{2/3}$$

Eine Übertragung auf andere geometrische Verhältnisse ist z.Zt. noch nicht möglich.

Die Ergebnisse von eigenen Versuchen /73/ mit verschiedenen Laschenprofilen und veränderlicher Verbundlänge sind im Bild 4.2 dargestellt. Der Zusammenhang zwischen der Bruchlast Z_u und der Laschenlänge läßt sich demnach für einzelne Laschenprofile durch Regressionskurven der Form $Z_u = a (l_v)^b$ beschreiben, wobei a und b von der übrigen Fügeteilgeometrie abhängen.

Bei einem Vergleich der unterschiedlichen Versuchsergebnisse ist zu bedenken, daß die Forscher verschiedene Versuchskörpertypen mit unterschiedlichen kritischen Spannungszuständen verwendeten /66/.

4.4.2 Einfluß der Laschendicke

Der Einfluß der Blechdicke auf die Bruchlast wurde von Bresson /8/ untersucht. Seine Ergebnisse sind auf Bild 4.3 dargestellt. Man sieht, daß zwar die Bruchlast mit der Laschendicke ansteigt, die Ausnutzung des Stahls jedoch abnimmt. Das bedeutet gleichzeitig, daß die mittlere Verbundspannung von der Laschendicke abhängt. Somit verhalten sich die Laschen anders als einbetonierte Rippenstäbe, wo bekanntlich für alle Durchmesser gleiche zulässige Verbundspannungen zugrunde gelegt werden können (konstante bezogene Rippenfläche vorausgesetzt). Bei der Verbundverankerung von Laschen wird man die Laschendicke bei der Bemessung berücksichtigen müssen. Eine Möglichkeit wird in Kapitel 6 gezeigt.

4.4.3 Einfluß der Laschenbreite

Dem Einfluß der Laschenbreite bei konstantem Laschenquerschnitt wurde in eigenen Forschungsarbeiten nachgegangen /73/ und /74/. Es zeigte sich zunächst, daß eine direkte Proportionalität zwischen der Laschenbreite und der Bruchlast nicht besteht, da mit dem Anstieg der Laschenbreite ein Abfall der mittleren Verbundspannung verbunden ist. Es deutet sich an, daß für ein bestimmtes Seitenverhältnis Laschenbreite zu Laschendicke die Klebfläche zum Minimum wird /74/.

Für die Praxis ist zu bedenken, daß mit zunehmender Laschenbreite die Gefahr von Klebfehlern durch Blasen im Kleber ansteigt. Von daher ist die Laschenbreite auf maximal 20 cm zu begrenzen.

4.4.4 Einfluß der Klebschichtdicke

Den Theorien entsprechend müßte eine Zunahme der Klebschichtdicke einen Anstieg der Tragfähigkeit bewirken. Das ließ sich durch Versuche nicht bestätigen. Dafür werden folgende Gründe genannt:

- 1.) Die Scherfestigkeit der Klebschicht nimmt infolge geringerer Querkontraktionsbehinderung ab.
- 2.) Bei dicken Klebschichten steigt die Wahrscheinlichkeit von Fehlerstellen in der Klebung an, die als Inhomogenitäten zu Spannungskonzentrationen führen.
- 3.) Durch Schrumpfung und Temperatureinwirkung entstehen von der Schichtdicke abhängige Eigenspannungen.

Eigene Versuche mit Klebschichtdicken von 0,5; 5 und 10 mm haben ergeben, daß die Klebschichtdicke keinen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast ausübt. Die Verschiebungen der Lasche gegenüber dem Beton steigen mit zunehmender Klebschichtdicke geringfügig an /73/.

4.4.5 Einfluß der Betonabmessungen

Stichprobenartige Untersuchungen deuten darauf hin, daß die Bruchlast mit dem Betonquerschnitt geringfügig ansteigt. Der Einfluß der Rißbildung ist hierbei allerdings noch ungeklärt. Theoretisch gibt es ein optimales Verhältnis von Laschenquerschnitt zu Betonquerschnitt /66/.

4.5 Einfluß der Oberflächeneigenschaften auf die Verbundfestigkeit

Um die Molekularkräfte für die Adhäsion nutzen zu können, müssen die Oberflächen vorbehandelt werden. Insbesondere müssen Schichten von geringerer Festigkeit und adsorbierte Verunreinigungen entfernt werden. Beim Stahl erzielt man die besten Ergebnisse mit einem relativ feinkörnigen Strahlmittel (z.B. Korund Nr.24). Dies gilt auch für nichtrostende Edelstähle. Da die Preßluft beim Strahlen in der Regel Öldämpfe enthält, ist zusätzlich ein Entfetten mit einem organischen Lösungsmittel (z.B. Trichloräthylen oder Methylenchlorid) erforderlich.

Feuerverzinkungen brauchen nur entfettet zu werden. Einige Epoxidharze haften jedoch aus z.Zt. noch unbekannten Gründen auf frisch verzinkten Oberflächen schlecht.

Da gestrahlte Stahlflächen, insbesondere bei hoher Luftfeuchtigkeit, sehr schnell Rost ansetzen, empfiehlt sich oft ein sofortiger Anstrich mit einem sogenannten Primer. Dabei handelt es sich um speziell formulierte, lösungsmittelhaltige Epoxidharze, die einerseits einen zuverlässigen Korrosionsschutz darstellen und andererseits mit dem Epoxidharzkleber eine dauerhafte Adhäsion eingehen. Die Verträglichkeit muß jedoch im Einzelfall geprüft werden.

Beim Beton sind die geschalteten und freien Oberflächen stets mit feinkörnigem Material angereichert. Diese Zementschlempe hat einen hohen Wasserzementwert und infolgedessen eine geringe Festigkeit. Die Oberflächenschicht muß deshalb vor dem Kleben soweit entfernt werden, bis die Zuschlagkörner oberhalb 4 mm Durchmesser sichtbar werden.

Das beste Verfahren hierfür ist das Strahlen mit einem relativ feinkörnigen Strahlmittel. Gute Ergebnisse erzielt man auch mit einem druckluftgetriebenen Nadelentroster. Grobkörnige Strahlmittel bewirken eine tiefe

Aufrauhung der Betonoberfläche. Dadurch steigt der Klebstoffverbrauch erheblich an, ohne daß die Verbundfestigkeit signifikant verbessert wird.

Bei den heute zur Verfügung stehenden Epoxidharzklebstoffen muß die Betonoberflächenfeuchte bei Prüfung nach /2/ kleiner als 6 Gewichtsprozent sein, um zuverlässig Betonbruch zu erhalten. Bei einem hohen Anteil von Grobzuschlag in der Oberfläche können höhere Feuchtigkeiten toleriert werden /21/.

Eine Oberflächenkarbonatisierung beeinflusst die Verbundfestigkeit nicht signifikant. Der Einfluß weiterer Oberflächeneigenschaften des Betons wie Kornzusammensetzung, Wasserzementwert, Porigkeit, Rauhtiefe, Voranstriche etc. auf die Verbundfestigkeit ist z.Zt. noch nicht bekannt.

4.6 Einfluß der Klebstoffeigenschaften auf die Verbundfestigkeit

Aufgrund ihres chemischen Aufbaus bilden die Epoxidharzklebstoffe die größte Gruppe unter den Reaktionsharzklebstoffen. Sie können durch die Zugabe von Füllstoffen, Pigmenten, Thixotropiemitteln chemischen Additiven u.a. darüber hinaus in weiten Grenzen modifiziert werden. Wegen der großen Zahl der Variablen ist in absehbarer Zeit eine systematische Untersuchung zum Einfluß der Klebstoffeigenschaften auf die Verbundfestigkeit nicht zu erwarten. Das Problem wird dadurch erschwert, daß gerade die Wirkungen des Klebstoffs häufig erst im Langzeitversuch sichtbar werden.

Die Forschungen der Klebstoffhersteller konzentrieren sich zur Zeit auf die Verbesserung der Haftung auf feuchtem Beton und der Beständigkeit bei erhöhten Temperaturen. Auch verarbeitungstechnische und physiologische Aspekte spielen eine Rolle.

Für Baustellenanwendungen sind bis heute baustellengerechte Epoxidharzkleber von CIBA-GEIGY, Deitermann und Shell ausgewählt worden. Mit diesen Klebern wurden in Kurzzeitversuchen Verbundfestigkeiten von gleicher Größenordnung erzielt.

Für feuerverzinkte Laschen und Laschen aus nichtrostendem Stahl sind nicht alle diese Kleber geeignet. Für diese Materialien können sich Acrylatklebstoffe der 2. Generation den Epoxidharzen als überlegen erweisen.

Lit.: /9/, /61/

4.7 Einfluß der Belastungsart auf die Verbundfestigkeit

4.7.1 Langzeitverhalten

Die werkstoffmechanischen Eigenschaften der Klebstoffe sind wie die aller Kunststoffe in besonders starkem Maße zeitabhängig. Ihr Kriechmaß ist im Vergleich zu Beton hoch. Darüber hinaus unterliegen alle Klebstoffe und Klebungen einer Alterung, d.h. der Widerstand gegen mechanische, physikalische und chemische Einflüsse nimmt mit der Zeit ab. Das Alterungsverhalten wird durch Luftfeuchtigkeit, Wärme, Witterungs- und Wassereinfluß stark beeinflusst. Die Alterungsbeständigkeit kann bei einzelnen Klebstoffen sehr unterschiedlich ausfallen. Die Oberflächenvorbehandlung der Klebfläche ist zusätzlich von großem Einfluß.

Von Metallklebungen ist bekannt, daß die Alterung grundsätzlich einen Abfall der Festigkeit bewirkt. Infolgedessen beträgt die Langzeitfestigkeit von Metallklebungen ca. 50% der Kurzzeitfestigkeit /89/.

Bei Verklebungen von Beton mit Stahl liegen die Verhältnisse etwas günstiger. Wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons wird hier nämlich die Klebschicht viel niedriger beansprucht. Bei Metallklebungen liegen die mittleren

Verbundspannungen im Kurzzeitversuch bei 30 N/mm^2 , während sie bei Stahl/Betonverklebungen maximal 4 N/mm^2 betragen.

Kriechversuche an Stahl-Beton-Verklebungen sind zuerst von Cirodde /17/ mit mehreren Epoxidharzklebern und mit einer relativ hohen mittleren Verbundspannung von $2,5 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt worden. Die Versuche zeigten für die einzelnen Kleber stark unterschiedliche Kriechverformungen, die jedoch nach einem Jahr nicht mehr meßbar zunahmen.

Bei eigenen ähnlich aufgebauten Versuchen mit verbesserten Klebern stabilisierten sich die Kriechverformungen bereits nach wenigen Tagen /74/.

Langzeitversuche unter praktischen Bedingungen werden seit 1976 an der EMPA in Dübendorf durchgeführt /41/. Dazu wurden Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt von $b/d = 250/150 \text{ mm}$ und 2 m Stützweite hergestellt, die zusätzlich mit einer angeklebten Stahllasche von $3 \times 100 \text{ mm}^2$ Querschnitt bewehrt sind. Die Dauerlast beträgt rd. 28% der Kurzzeitbiegebruchlast. Damit ist der Klebverbund nur relativ gering beansprucht.

Die zu klebenden Betonflächen wurden mit einem pneumatischen Nadelentrostler aufgeraut. Das Ergebnis dieser Behandlung ist dem Sandstrahlen ähnlich. Die Vorbehandlung der Stahlflächen erfolgte durch Strahlen mit Stahlgranulat SA-3 mm Korn. Anschließend wurden die Laschen zweimal mit einem Zinkchromat-Epoxid-Primer gestrichen. Um den Einfluß dieser Primerung zu untersuchen, wurden bei einigen Laschen nur ein 10 mm breiter Randstreifen geprimert.

Es kam nur ein Epoxidharzkleberfabrikat zur Anwendung, das sich in Kurzzeitversuchen bewährt hatte.

Von insgesamt 60 Balken setzte man 30 belastete und 10 unbelastete Balken der freien Bewitterung im Freigelände der EMPA und 11 belastete und 8 unbelastete Balken dem Klima in der Prüfhalle aus. Nach 1, 3, 5, 10 und 15 Jahren

sollen statische Bruchversuche durchgeführt werden. Da sich die Laschen an der Balkenunterseite befinden, sind sie nicht dem Niederschlag ausgesetzt.

Vorläufige Versuchsergebnisse (nach /41/):

Es liegen die Ergebnisse von 6 Referenzbalken (ohne Dauerlast, unbewittert, Alter der Klebung zum Prüftermin: 67 Tage) und 12 einjährigen Balken (8 bewittert, 4 unbewittert) vor. Danach übten die variierten Parameter (Dauerlast, Bewitterung, Alterung und Primerung) keinen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast und -art, die Durchbiegung und die Rißbildung aus. Die nur randgeprimerten Laschen zeigten dagegen alle geringe Rostspuren auf der Klebseite. Die Korrosion ging offenbar vom Laschenrand aus und befand sich oft in der Nähe eines Risses, der schon vor der Verstärkung vorhanden war. Die Verbundfestigkeit wurde von der Korrosion jedoch noch nicht beeinträchtigt. Im Verankerungsbereich der Laschen erfolgte reiner Betonbruch wie im Kurzzeitversuch.

Die vollständig geprimerten Laschen zeigten nach der Bewitterung nur in einem Falle einen ca. 25 mm² großen Rostfleck.

Auslagerungsversuche von Betonbalken mit angeklebter Bewehrung wurden auch vom Transport and Road Research Laboratory durchgeführt /13/. Die Balkenabmessungen betrugen $b/d/L = 102 \times 102 \times 508 \text{ mm}^3$. Die Bewehrung bestand aus einer angeklebten Stahllasche $t \times b \times L = 3 \times 38 \times 508 \text{ mm}^3$. Die Balken wurden bei einer Stützweite von 458 mm mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet.

Die Versuchskörper wurden zu gleicher Anzahl entweder im Normklima 20/65 oder im Freien gelagert. Die Freilegung erfolgte an drei Orten mit deutlich unterschiedlichen klimatischen Bedingungen. Außerdem waren die Versuchskörper zum Teil belastet und zum Teil unbelastet. Nach einer Lagerungsdauer von 1 bis 2 Jahren wurde die Bruchlast bestimmt.

Bei den belasteten Balken betrug die Dauerlast 75% der Kurzzeitrißlast.

Folgerungen aus den Versuchsergebnissen (nach /13/):

- 1.) Bei den ausgelagerten Versuchsbalken wurden an der Klebfläche des Stahls deutliche Rostspuren festgestellt. Dies führte bei diesen Balken im Vergleich zu den im Normklima gelagerten (ohne Rost) zu einer geringfügig kleineren Biegetragfähigkeit.
- 2.) Die Flächenanteile mit Rostspuren steigen mit der Zeit progressiv an.
- 3.) Die Verbundfestigkeit des Klebers nahm bei den ausgelagerten Balken ab, war jedoch immer noch größer als die Schubfestigkeit des Betons (Folge: Stets Bruch im Beton).
- 4.) Die klimatischen Bedingungen und der Belastungszustand übten einen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast aus. Der Einfluß der Auslagerungszeit (1 oder 2 Jahre) war weniger auffällig.

Durch elektronenmikroskopische und chemische Untersuchungen konnte festgestellt werden, daß die Epoxidharzklebschicht eine Porosität besitzt, die der von Zementstein ähnlich ist /46/. Häufig bilden sich feine Risse an den Füllstoffpartikeln. Im untersuchten Fall betrug der Durchmesser der quarzitischen Füllstoffe 0,1 bis 30 µm. Die Porosität erlaubt eine Diffusionsgeschwindigkeit für wässrige Lösungen bis zu 0,1 mm im Monat. Risse entlang der Füllstoffe ließen sich auch an Proben nachweisen, die keine äußere Beanspruchung zu ertragen hatten. Diese Beobachtung steht in gewissem Widerspruch zu Untersuchungen von Maier /51/, wonach sich zwischen Epoxidharz und Quarz chemische Bindungen ausbilden. Selbst geringe Spannungen können zu einer verstärkten mikroskopischen Rißbildung führen.

In den Poren und an der klebseitigen Stahloberfläche ließen sich korrosionsfördernde Bestandteile der Atmosphäre wie Chloride und Sulfate nachweisen.

Im Vergleich zum Kleber besaß der Primer praktisch keine Porosität. An geprimerten Stahlflächen wurden infolgedessen keine Rostspuren festgestellt.

Eigene Langzeitversuche wurden in feucht-warmem Klima 45/95 durchgeführt. Im Vergleich zur freien Bewitterung ist hier eine Zeitraffung zu erwarten. Es wurden Stahlbetonbalken $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ mit angeklebten Stahllaschen von 3×100 und $6 \times 50 \text{ mm}^2$ Querschnitt geprüft. Die Dauerlast betrug 50% der Kurzzeitbruchlast. Im Kurzzeitversuch trat auch im Klima 45/95 stets Verbundbruch im Beton ein.

Es wurden 4 verschiedene Epoxidharzkleber, 1 Primer, gestrahlte, feuerverzinkte und nichtrostende Stahllaschen untersucht.

Sofern kein Dauerbruch eintrat, wurde nach 6monatiger Lagerung im feucht-warmen Klima die Restfestigkeit geprüft.

Die Versuchsergebnisse streuten vom reinen Betonbruch mit hoher Restfestigkeit bis zum Adhäsions-Dauerbruch mit erheblichem Rostbefall. Die besten Ergebnisse wurden auch hier mit geprimerten Stahlflächen erzielt. Die einzelnen Kleber unterschieden sich im Kurzzeitversuch kaum, im Langzeitversuch jedoch erheblich. Feuerverzinkte Laschen und Laschen aus nichtrostendem Stahl lieferten nur mit 2 Klebern und mit Primer bedingt hoffungsvolle Ergebnisse.

Zur Zeit werden die Versuchsergebnisse durch freibewitterte Langzeitversuche abgerundet. Es ist eine Freibewitterung von 5 Jahren mit anschließender Prüfung der Restfestigkeit vorgesehen.

4.7.2 Dauerschwingverhalten

Verbundversuche unter dynamischer Last wurden bisher nur in geringem Umfang stichprobenartig durchgeführt. Von Metallklebungen ist bekannt, daß diese keine ausgeprägte Dauerschwingfestigkeit besitzen. Ihre Zeitfestigkeit für 10^7 Lastwechsel beträgt nur 10% der statischen Festigkeit /89/.

Ähnlich wie beim Langzeitverhalten liegen auch beim Dauerschwingverhalten von Stahl-Beton-Verklebungen günstigere Verhältnisse vor. Erste Versuche deuten an, daß hier die Dauerschwingfestigkeit rd. 50% der Kurzzeitfestigkeit beträgt. Es ist anzunehmen, daß die Zeitfestigkeit mit der Frequenz ansteigt.

Bei den eigenen dynamischen Verbundversuchen trat nur in einem Fall ein Dauerbruch ein. In allen anderen Fällen bewirkte die dynamische Belastung einen Anstieg der statischen Bruchlast, die anschließend geprüft wurde. Ähnliche Beobachtung machten auch andere Forscher. Sie sind durch einen Abbau der Verbundspannungsspitzen im Zuge der dynamischen Belastung zu erklären. Bei hohen Frequenzen ist auch eine Erwärmung und infolgedessen eine Nachvernetzung der Klebschicht denkbar /30/.

Insgesamt deuten die vorliegenden Versuchsberichte darauf hin, daß sich der Klebverbund unter dynamischer Beanspruchung ähnlich wie der Verbund von einbetonierten Rippenstäben verhält.

4.8 Einfluß der Umgebungsbedingungen auf die Verbundfestigkeit

4.8.1 Temperatur

Allgemein führt eine Wärmebehandlung von maximal 105°C bei Epoxidharzklebern zu einer Nachvernetzung und Festigkeitssteigerung. Diese fällt für einzelne Systeme recht

unterschiedlich aus; sie hängt auch von dem zeitlichen Temperaturverlauf ab /17/. Genutzt werden kann dieser Effekt grundsätzlich nur, wenn die Klebungen während der Erwärmung unbelastet sind, weil die Epoxidharze bei höherer Temperatur erweichen.

Für die Bestimmung der von der Art des Klebstoffs abhängigen kritischen Temperatur TK haben sich Druckversuche an Zementmörtelkeilen bewährt /32/.

Die Versuche liefern zum einen die Kurzzeitbruchtemperatur TK_{t0} und die kritische Zeitstandstemperatur TK_{t100} für ein bestimmtes Lastniveau.

Für baustellenerprobte Kleber betragen die Maximaltemperaturen für eine Belastung von 25% Kurzzeitbruchlast zur Zeit $TK_{t0} = 115^{\circ} \text{ C}$ und $TK_{t100} = 85^{\circ} \text{ C}$.

Eine vergleichende Untersuchung von verschiedenen Klebern ist auch nach DIN 54 445 /58/ (Torsionsschwingversuch) möglich.

Eine ausreichende Feuersicherheit von ungeschützten Klebungen wird sich in naher Zukunft kaum erreichen lassen. Erforderlichenfalls müssen deshalb geeignete Wärmedämmungen vorgesehen werden. Für deren Ausführung für eine zulässige Maximaltemperatur im Brandfall von ca. 100° C liegen jedoch noch keine Erfahrungen vor.

Gegenüber einer baupraktischen Temperaturwechselbeanspruchung besitzen die Klebungen nach /63/ eine ausreichende Beständigkeit.

4.8.2 Feuchtigkeit

Bei der Untersuchung des Feuchtigkeitseinflusses auf die Verbundfestigkeit sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Der Betonuntergrund ist feucht. Hierunter fallen auch die Auswirkungen von hoher Luftfeuchtigkeit während des Klebvorganges (Kondenswasserbildung).

2. Auf die erhärtete Klebung wirkt Wasser in dampfförmiger oder flüssiger Form ein.

Zu 1.:

Die Haftung von Epoxidharzen auf feuchten Betonuntergründen ist wegen ihres chemischen Aufbaus schlecht. Es gibt jedoch wasserunempfindliche Systeme, die bis hin zur Unter-Wasser-Klebung geeignet sind. Bei Verwendung dieser Kleber müssen jedoch andere schwerwiegende Nachteile (Temperatur- und Alterungsbeständigkeit, Giftigkeit u.a.) in Kauf genommen werden /31/.

Baustellenerprobte Kleber sind für Betonoberflächenfeuchtigkeiten bis zu 7% bei Prüfung nach /2/ geeignet. Grobkornreiche Betonoberflächen erlauben geringfügig höhere Feuchtigkeiten /21/.

Zu 2.:

Prinzipiell verlieren alle Epoxidharzkleber bei langer Wassereinwirkung an Festigkeit. Dieser Mangel wirkt bei Beton-Stahl-Verklebungen weniger stark, weil hier die Festigkeit des Klebers a priori nicht ausgenutzt werden kann. Infolgedessen nahm nach 2jähriger Wasserlagerung der Flächenanteil von Betonbrüchen nur geringfügig ab. Die Wasserempfindlichkeit streut bei einzelnen Klebern erheblich. In feuchter Wärme verläuft die Wasseraufnahme der Klebschicht beschleunigt.

Da die Festigkeiten der Kleber erheblich größer als die des Betons sind, spielen die Festigkeitsverluste infolge Wassereinwirkung kaum eine Rolle. Bedenklicher ist der unzureichende Diffusionswiderstand der Klebschicht. Dadurch kann Feuchtigkeit an die Stahllaschen gelangen und dort zu Korrosion führen, wodurch die Langzeitfestigkeit beeinträchtigt wird (s. Abs. 4.7.1).

4.9 Das Bruch- und Verformungsverhalten

Die Verschiebungen zwischen einer zugbeanspruchten Lasche und dem Beton verhalten sich etwa bis zur halben Bruchlast angenähert linear elastisch und werden durch die Laschenabmessungen nur gering beeinflußt. Betragsmäßig liegen diese elastischen Anfangsverformungen unter 20 µm.

Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Verschiebungen progressiv zu und sind dann nur noch teilweise reversibel. Die Beobachtung zeigte, daß die elastischen Verschiebungen aus Verformung der Klebschicht entstehen. Im plastischen Verschiebungsbereich treten dann Gleitungen im Betonuntergrund hinzu. Diese Gleitfuge beginnt am belasteten Laschenanfang und wandert bei steigender Belastung kaum meßbar zur Laschenmitte hin. In der Gleitfuge werden erhebliche Reibkräfte übertragen. Die Gleitfuge bildet sich in einer Tiefe von wenigen Millimetern unterhalb der Klebschicht zwischen den adhäsiv an der Klebschicht gebundenen gröberen Betonbestandteilen und dem Betonuntergrund aus.

Der Bruch erfolgt plötzlich, indem sich die Gleitfuge schlagartig bis zum Laschenende verlängert. Die Verschiebungen im Bruchzustand nehmen angenähert linear mit der Laschenlänge zu. Insgesamt hängen die Verformungen stark vom Klebstoff ab. Die stichprobenartigen Versuche erlauben hierzu jedoch noch keine genaueren Aussagen.

Lit.: /6/, /8/, /12/, /13/, /17/, /21/, /23/, /26/, /32/, /40/, /41/, /42/, /44/, /45/, /46/, /63/, /65/, /67/, /73/, /74/, /89/.

5. Bauteilversuche

5.1 Einführung

Laborversuche mit laschenverstärkten Stahlbetonbalken sind zuerst in Frankreich /8/, /16/, /27/, /28/, /29/, /30/, /45/ und etwas später auch in Japan /15/, der Schweiz /3/, /12/, /31/, /40/, /41/, /42/, /43/ und Großbritannien /35/, /37/, /38/, /48/, /49/, /50/, /84/ durchgeführt worden.

In den einzelnen Ländern ist man weitestgehend unabhängig voneinander und mit unterschiedlichen Zielsetzungen vorgegangen. Eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Versuchskörper und der wichtigsten Versuchsergebnisse findet sich in /66/. Die folgenden Erläuterungen beschränken sich deshalb auf das Grundsätzliche. Die allgemeingültigen Versuchsergebnisse im Hinblick auf ihren praktischen Nutzen werden herausgearbeitet. Dabei finden auch die Ergebnisse der eigenen Platten- und Zugversuche Berücksichtigung.

5.2 Balkenversuche

5.2.1 Französische Versuche

In Frankreich wurden vergleichende Biegeversuche an Betonbalken von 2,80 m Länge durchgeführt. Dabei bestand die Biegezug- und Schubbewehrung abwechselnd aus herkömmlichem Stabstahl und aus angeklebten Stahllaschen mit gleichem Querschnitt und gleicher Stahlgüte.

In beiden Fällen trat der Bruch durch Fließen der Biegezugbewehrung ein. Bei den laschenbewehrten Balken war die Rißbildung erheblich geringer als bei den herkömmlich bewehrten Balken. Besonders positiv wird das dynamische Verhalten der laschenbewehrten Balken beurteilt.

Für die Bemessung der Laschen wird ein n-gebundenes Verfahren mit zulässigen Spannungen empfohlen.

5.2.2 Schweizer Versuche

5.2.2.1 Kurzzeitversuche

In der Schweiz wurden zahlreiche Biegeversuche mit Plattenbalken von 6,00 m Stützweite durchgeführt (s. Bild 5.1). Dabei wurden die folgenden Einflußgrößen untersucht:

- 1.) Querschnitt der inneren Bewehrung
- 2.) Querschnitt und Stahlgüte der äußeren Bewehrung
- 3.) Endverankerung der Zuglasche:
 - a) mit auf Zug beanspruchten Bolzen
 - b) mit auf Scherung beanspruchten Bolzen
 - c) ohne Endverankerung, Lasche endet vor dem Auflager
- 4.) Ausbildung der Schubbleche:
 - a) einfache Winkel
 - b) überlappend geklebte Winkel mit zusätzlicher Heftschiweißung oder mit geklebtem Eckwinkelprofil
- 5.) Verankerung der Schubbleche in der Druckzone des Betons
 - a) mit angeklebten und angeschweißten Winkelprofilen und durchgehenden HV-Schrauben
 - b) mit angeschweißten Bolzen, die in expansivem Kunstharzmörtel verankert wurden
- 6.) Belastungsart: statisch oder dynamisch

Bei den verschiedenen Balken sind die folgenden Brucharten (z.T. auch miteinander verknüpft) aufgetreten:

- a) Verbundbruch der Zuglamelle im Verankerungsbereich
- b) Verbundbruch der Schubbleche
- c) Versagen der Schubblechüberlappung an der Balkenunterseite
- d) Schubbruch in Auflagernähe
- e) Stahlfließen in der Zuglasche mit anschließendem Versagen der eingeschnürten Betondruckzone
- f) Ermüdungsbruch der inneren Bewehrung zwischen dem Auflager und dem Ende der Zuglasche

Für das Entstehen von Verbundbrüchen am Zuglaschenende haben sich die Art und die Anordnung der Schubbleche als von entscheidender Bedeutung erwiesen, weil der Verbundbruch in der Regel von einem breiten Schubriß ausging, der sich zwischen den Schubblechen öffnete. Der Querschnitt der Schubbleche muß deshalb größer gewählt werden als der Querschnitt einer konventionellen Bügelbewehrung.

Leider sind zur Zeit nur einige Beispiele aus dem umfangreichen Versuchsprogramm veröffentlicht worden. Anhand der Schweizer Versuche ist daher eine Bemessung und Ausführungsoptimierung für Schub- und Zugverstärkungen noch nicht möglich.

Indes lassen sich einige Prinzipien formulieren:

1. Zumindest bis zu einem Laschenbewehrungsgrad von $100 A_L/A_b \leq 1,5\%$ bei einem Verstärkungsgrad von $A_L/A_s \leq 5$ ähnelt die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe der eines herkömmlich bewehrten Balkens. Infolgedessen erscheint in diesem Bereich eine Bemessung der Zuglaschen analog zu Stahlbetonvorschriften möglich. Dabei sind die Laschen wie flächengleiche Rippenstäbe zu behandeln.
2. Es ist allerdings noch nicht gesichert bekannt, wie die Laschenenden zur Zugkraftdeckung am Auflager zu bemessen sind.
3. Derartig laschenverstärkte Balken sind biegesteifer als herkömmlicher Stahlbeton. Im Gebrauchslastbereich entstehen schmalere Risse.
4. Schubbleche müssen mit durchgesteckten Bolzen an der Balkenoberseite (Druckzone) verankert werden. Die Zugfestigkeit von überlappten Blechstößen kann durch zusätzliche Heftschweißungen nach dem Kleben verbessert werden.

5. Unter dynamischer Beanspruchung scheint die geklebte Bewehrung der herkömmlichen zumindest gleichwertig zu sein.

5.2.2.2 Langzeitversuche

Auf dem Freigelände der Eidgenössischen Materialprüfanstalt EMPA in Dübendorf befinden sich zahlreiche laschenverstärkte Balken seit ca. 4-5 Jahren unter Last. Als erstes Ergebnis dieser Versuche kann festgehalten werden, daß auch unter Dauerlast in der Klebschicht keine plastischen Verformungen auftreten, die das Riß- und Verformungsverhalten der Balken im Vergleich zu herkömmlichem Stahlbeton ungünstiger gestalten. Allerdings sind bei den EMPA-Versuchen die Klebschichtbeanspruchungen aus Querkraft vergleichsweise gering.

Im Vergleich zu den britischen, freibewitterten Verbundversuchen (s. Abs. 4.7.1) war an den nach 1jähriger Dauerlast untersuchten Laschen die Korrosion an der Grenzschicht noch gering. Dieses Ergebnis muß vorsichtig bewertet werden, weil die Versuchsbedingungen insgesamt zu unterschiedlich und zu wenig bekannt sind.

5.2.3 Britische Versuche

In Großbritannien werden seit 1975 Versuche mit angeklebten Laschen zuerst am Transport and Road Research Laboratory TRRL und später auch an der Universität Sheffield durchgeführt. Beide Forschungseinrichtungen scheinen weitgehend unabhängig voneinander zu arbeiten.

Alle Versuche wurden an Einfeld -Stahlbetonbalken mit zusätzlich angeklebten Zuglaschen durchgeführt. Die wichtigsten Versuchsvariablen waren:

- Laschengeometrie
- Balkengeometrie
- konventioneller Bewehrungsgrad
- Art des Klebers (verschiedene E-Moduln)
- Klebschichtdicke
- Laschenstöße
- Momenten-Schubverhältnis

Die Versuchsergebnisse insgesamt lassen sich wie folgt interpretieren: Eine angeklebte Flachstahl-Biegezugbewehrung hat folgende Wirkungen:

1. Sie vergrößert den elastischen Bereich der Durchbiegung
2. Sie verzögert das Auftreten von sichtbaren Rissen
3. Sie erhöht die Biegesteifigkeit und die Biegebruchlast entsprechend der Verstärkung
4. Sie erhöht die Sprödigkeit beim Biegebruch (Tendenz zu verminderter Bruchankündigung)
5. Im Vergleich zu unverstärkten Balken verringert sie die mittleren Betondehnungen der Zugzone (erhöhte Mitwirkung)

Die Variation der genannten Einflußgrößen lieferte folgende Erkenntnisse:

1. Bei laschenverstärkten Balken können ähnlich wie bei herkömmlichem Stahlbeton vier Brucharten unterschieden werden:
 - a) Fließen des Laschenstahls
 - b) Versagen der Betondruckzone
 - c) Verbundbruch an den Laschenenden
 - d) Schubbruch im Beton infolge Querkraft

2. Die Bruchart hängt von der Laschen- und Balkengeometrie, den Bewehrungsverhältnissen und dem Momenten-Schub-Verhältnis ab.
3. Unabhängig von der Versagensart wirken die Laschen bis in Bruchnähe ähnlich wie eingelegte Rippenstäbe.
4. Die Biegesteifigkeit steigt mit der Laschendicke an.
5. Die Biegebruchlast steigt nur begrenzt mit der Laschendicke an.
6. Der Elastizitätsmodul des Klebers und die Klebschichtdicke beeinflussen die Biegebruchlast nur geringfügig.
7. Im Gebrauchslastbereich nehmen die Rißbreiten und die Durchbiegung mit steigendem E-Modul des Klebers ab.
8. Die Gefahr eines spröden Biegebruches nimmt mit steigender Laschenbreite ab.
9. Angeklebte Biegezuglaschen erhöhen die Schubbruchsicherheit nicht.
10. Bei mehrlagig lamellenartig geklebten Laschen nimmt die Biegesteifigkeit geringfügig ab.
11. Laschenstöße können durch eine einschnittig geklebte Überlappung ausgeführt werden.

5.3 Plattenversuche

Am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig sind vergleichende Versuche mit herkömmlich bewehrten und laschenverstärkten Stahlbetonplatten durchgeführt worden /71/.

Die in herkömmlichem Stahlbeton ausgeführte Ausgangsplatte von 18 cm Dicke war mit einer Betonstahlmatte K 884 mit $\mu_s = 0,55\%$ bereits relativ hoch bewehrt. Die Vergleichsversuche bestanden aus einer herkömmlich bewehrten Platte mit verdoppelter Bewehrung (2 K 884, $\mu_s = 1,10$) und aus 3 Platten, die mit je einer Betonstahlmatte K 884 und drei verschiedenen Laschenanordnungen bewehrt waren.

Die verstärkten Platten lagen nach herkömmlichen Stahlbetongrundsätzen im Übergangsbereich vom Biege- zum Schubbruch. Entsprechend den Gegebenheiten der Praxis war weder eine Schubbewehrung noch eine Schubverstärkung vorgesehen. Da Plattenränder üblicherweise auf Wänden oder Unterzügen aufliegen, ist es nicht möglich, die Verstärkungslaschen über die Auflager hinwegzuführen. Entsprechend erfolgte die Verstärkung bei den Versuchsplatten.

Um eine rechnerische Behandlung der Laschen analog zu DIN 1045 und Heft 220 des DAfStb zu ermöglichen, wurden folgende Annahmen für den geometrischen Laschenbewehrungsgrad μ_L , den mechanischen Laschenbewehrungsgrad ω und die mittlere statische Höhe h_m (Laschen + Stäbe) getroffen:

$$\begin{aligned}\mu_L &= \frac{A_L}{bh_m} \cdot \frac{\beta_{SL}}{\beta_{SS}} \\ \text{tot } \mu &= \mu_s + \mu_L \\ \text{tot } \omega &= \text{tot } \mu \cdot \frac{\beta_{SS}}{\beta_R} \\ h_m &= \frac{A_s h_s + A_L \cdot \frac{\beta_{SL}}{\beta_{SS}} h_L}{A_s + A_L \cdot \frac{\beta_{SL}}{\beta_{SS}}}\end{aligned}$$

mit β_{SL} und β_{SS} , den Streckgrenzen von Laschenstahl (St 37) und Stabstahl (BSt 500/550). Die Kenndaten der fünf Plattenversuche sind in der Tabelle 5.2 zusammengestellt.

Versuchsergebnisse:

Mit Ausnahme des Versuchs GB 1-2 bewirkte sowohl bei der herkömmlich verstärkten als auch bei den laschenverstärkten Platten eine Verdoppelung des mechanischen Bewehrungsgrades tot ω auch näherungsweise eine Verdoppelung der Bruchlast, wobei sich die Bruchart vom Biegebruch zum Schubdruck wandelte. Die berechneten und im Versuch erreichten Bruchlasten stimmen recht gut überein. Der Bruch erfolgte erwartungsgemäß durch Überschreitung der Schubtragfähigkeit der nichtschubbewehrten Platten.

Beim Versuch GB 1-2 versagte der Klebverbund (Betonbruch wie bei den Verbundversuchen nach Abs. 4.9). Der höhere mechanische Bewehrungsgrad dieser Platte konnte nicht ausgenutzt werden. Im Gegenteil: Die Bruchlast war hier vergleichsweise klein. Es zeigt sich jedoch, daß die Verbundspannungen in der Klebfuge, berechnet am ideellen Querschnitt, bei dieser Laschenverstärkung höher waren als bei den anderen Platten. Allerdings war die so berechnete Verbundspannung im Bruchzustand τ_{Vu} kleiner als die bruchauslösenden Schubspannungen infolge Querkraft τ_{Ou} bei den anderen Platten. Die nach Zustand II berechnete Verbundspannung τ_{Iu} war bei diesem Versuch wiederum kleiner als bei den anderen Platten.

Insgesamt haben die Plattenversuche gezeigt, daß die Tragfähigkeit auch von bereits relativ stark bewehrten Platten durch angeklebte Stahllaschen noch verdoppelt werden kann. Eine Bemessung der Laschen kann in Anlehnung an Heft 220 DAfStb erfolgen. Allerdings müssen zusätzlich die Verbundspannungen in der Klebfuge nachgewiesen werden. In welcher Weise dieser Nachweis sinnvoll zu führen ist, kann z.Zt. noch nicht gesagt werden.

Wie die Bilder 5.3 und 5.4 zeigen, verhielten sich die laschenverstärkten Platten hinsichtlich Rißbildung und Durchbiegung deutlich besser als die herkömmlich bewehrten Platten.

5.4 Zugversuche

Zugversuche an laschenverstärkten Stahlbetonstäben werden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig seit 1978 durchgeführt. Sie dienen der Vorbereitung von dringend erforderlichen Sanierungsarbeiten an gerissenen Koppelfugenbereichen von durchlaufenden, abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken /73/, /74/, /75/.

Die Versuche haben ergeben, daß sich laschenverstärkter Stahlbeton unter Zug- und Zugschwellbeanspruchung ähnlich wie herkömmlicher Stahlbeton verhält. Dies gilt insbesondere für das Riß, Verformungs- und Bruchverhalten. Bewährt haben sich Laschen von 100 mm Breite mit mindestens 100 mm lichtem Abstand. Mindestens bis zu einem Verhältnis von Laschenbreite b_L zu Laschendicke t_L gleich 100:6 kann angenommen werden, daß die Lasche wie Rippenstahl gleichen Querschnitts wirkt. Breite Laschen sind jedoch günstiger als schmale.

Ausgehend von einem niedrigen Bewehrungsgrad $\mu_s = 0,4\%$ ist ein Verstärkungsgrad von 4 mit einem resultierenden Gesamtbewehrungsgrad $\mu_{tot} = \mu_s + \mu_L = 2,0\%$ erprobt.

Die Laschen können unter fließendem Verkehr geklebt werden, solange die durch Verkehrslast bedingten Rißbreitenänderungen 0,1 mm nicht überschreiten. Dieses bedeutsame Versuchsergebnis wird auch von englischen Forschern /84/ bestätigt. Bereits nach 5 Stunden Erhärtungszeit findet im Riß eine Kraftaufteilung zwischen den Laschen und den Bewehrungsstäben im Verhältnis ihrer Querschnitte statt, wie Bild 5.5 zeigt. Diese Kraftaufteilung bleibt über den gesamten Beanspruchungsbereich bestehen. Das bedeutet, daß auch nach einer dynamischen Beanspruchung während der Erhärtungsphase des Klebers die angeklebten Laschen der inneren Bewehrung gleichwertig sind.

Die angeklebten Laschen können daher auch zur Entlastung der ursprünglichen, schlaffen oder vorgespannten Bewehrung herangezogen werden.

Auch bei den Zugversuchen stellten sich bei den laschenverstärkten Balken kleinere Rißbreiten ein als bei dem mit gleichem Stahlquerschnitt herkömmlich bewehrten Nullversuch (HV 0) wie Bild 5.6 zeigt.

6. Bemessungsvorschläge

6.1 Laschen als Schub- oder Biegezugbewehrung

Bereits 1979 wurde einem Schweizer Ingenieurbüro vom Institut für Bautechnik die Zulassung für die Ausführung von Schub- und Biegezugbewehrung aus angeklebten Stahlplatten erteilt /81/. Laut Zulassungsbescheid sind dabei die Laschenquerschnitte nach DIN 1045 wie für herkömmliche Bewehrung zu bemessen. In der Klebfuge Beton/Stahl sind dabei Schubspannungen unter 1,75fachen Lasten zugelassen, die in der Größenordnung der zulässigen Verbundspannungen zu τ_1 für gerippte Stäbe im Verbundbereich I nach DIN 1045, Tabelle 19, liegen. Wie diese Schubspannungen zu ermitteln sind, ist nicht angegeben. Wird der Nachweis im Zustand II geführt und die Verbundspannungen der Stabstahlbewehrung infolge Querkraft vernachlässigt, hängen die Verbundspannungen in der Klebschicht i.w. von der Laschenbreite ab. Bei dicken Laschen wird dann rasch die Verbundspannung in der Klebschicht für die Bemessung maßgeblich. Inwieweit dieser Ansatz mit der Wirklichkeit übereinstimmt, ist noch nicht bekannt.

Weiterhin haben die Versuche gezeigt, daß das Tragverhalten der Laschen von den Bewehrungsverhältnissen (Bewehrungsgrade μ_s und μ_L , Verstärkungsgrad usw.) abhängt. Ob in allen Fällen für die Laschen ein dem Rippenstahl entsprechendes Verhalten gegeben ist, welches eine Bemessung der Laschen nach DIN 1045 rechtfertigen würde, erscheint aus unserer Sicht noch nicht ausreichend geklärt. Besondere Bedenken haben wir gegen die in der Zulassung vorgesehene Endverankerung der Laschen durch Verbund analog zu DIN 1045 mit zusätzlichem Bolzen, da Klebverbund und Scherbolzenanker sehr unterschiedliche Kraft-Weg-Charakteristiken aufweisen.

6.2 Verbundverankerung von Laschenenden

Für die Verbundverankerung von zugbeanspruchten Laschen wurde von Ranisch /66/ auf der Grundlage der Ergebnisse von Verbundversuchen ein Verfahren zur Berechnung der Verbundspannungsverteilung in der Klebfuge entwickelt. Damit ist es möglich, die erforderliche Verankerungslänge l_v in Abhängigkeit von der Laschenzugkraft, der Geometrie und der Baustoffe zu ermitteln:

$$\text{erf } l_v = \gamma \frac{z_L^2}{E_L b_L^2 t_L \tau_1 \alpha (1-mn)}$$

Hierin bedeuten:

z_L : die zu verankernde Laschenzugkraft im Gebrauchszustand

E_L, b_L, t_L : E-Modul, Breite und Dicke der Lasche

m : Laschenbewehrungsgrad A_L/A_b

n : E-Modulverhältnis E_L/E_b

τ_1 und α sind Baustoffkennwerte, die vom Beton und vom Kleber abhängen. Für Beton B 25 und die in Deutschland erprobten Epoxidharzkleber beträgt

$$\tau_1 \alpha = 0,001 \text{ N/mm}^2$$

Der Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2,1$ berücksichtigt das spröde Bruchverhalten und die noch unsichere Langzeitfestigkeit.

6.3 Verstärkung von Stahlbetonzuggliedern zur Beschränkung der Rißbreite

Wie die Zugversuche (s. Abs. 5.4) gezeigt haben, kann bei üblichen Bewehrungsgraden von den dort untersuchten Laschenquerschnitten ein dem Rippenstahl vergleichbares Tragverhalten angenommen werden. In diesen Fällen kann die Bemessung

sung der Laschen nach den Regeln der Rißbreitenbeschränkung mittig gezogener Stäbe erfolgen /75/, /77/, /78/. Die Verankerungslänge dieser Laschen kann nach Abs.6.2 ermittelt werden.

7. Ausführungsbeispiele

7.1 Vorbemerkungen

Verstärkungen von Betontragwerken durch angeklebte Stahllaschen sind bisher aus Frankreich, Japan, der Schweiz, Bahrain, Südafrika, Großbritannien, der UdSSR und seit neuestem auch aus Deutschland bekannt geworden. Tabelle 7.1 zeigt eine chronologische Liste der bedeutendsten Ausführungsbeispiele. Eine vergleichende Beschreibung der unterschiedlichen Ausführungstechniken bringt /66/. Über die umfangreichen Arbeiten in Japan sind leider keine Einzelheiten bekannt. Das Bemessungskonzept für die Laschenverstärkung ist in den Veröffentlichungen des Auslands in keinem Fall offengelegt, allenfalls sind pauschale Andeutungen vorhanden.

In einigen Fällen wird von Belastungsversuchen nach der Verstärkung berichtet. Es läßt sich jedoch nicht feststellen, ob die mitgeteilten Meßergebnisse exemplarisch sind. Über abgefallene Laschen oder Einstürze von laschenverstärkten Bauteilen ist absolut nichts bekannt geworden.

Im folgenden werden zunächst die Ausführungsgrundsätze aufgezeigt, die bei den Beispielen übereinstimmend angewandt wurden.

Dann werden die Besonderheiten einiger Bauwerke erläutert.

7.2 Ausführungsgrundsätze

Die Vorbehandlung der Klebflächen von Beton und Stahl erfolgte wie bei den Laborversuchen in der Regel durch Strahlen. Auf die Laschen wurde in einigen Fällen ein Primer aufgebracht. Das verwendete Laschenmaterial entsprach in etwa unserem St 37. Als Kleber kamen überwiegend mittel- bis hochviskose Epoxidharzbaukleber von CIBA-GEIGY und Shell zur Anwendung.

Bei den verstärkten Bauwerken im Ausland handelt es sich durchweg um schlaff bewehrte Stahlbetonkonstruktionen. Der Grund für die Verstärkung war in der Regel eine erwünschte Anhebung der Tragfähigkeit, entweder weil die Tragfähigkeit wegen unzutreffender Lastannahmen von Anfang an unzureichend war oder weil höhere Nutzlasten getragen werden sollten. In einigen Fällen hatte bereits eine Überlastung stattgefunden, wodurch es zu breiten Rissen mit bereichsweise geflossener Bewehrung gekommen war.

Im übrigen stellte die Laschenverstärkung in der Regel keine Sanierung von Spätschäden dar, weil bei den Bauwerken kein zeitabhängiger Tragfähigkeitsverlust eingetreten war. Das bedeutet auch, daß in der Regel gesunder Beton als Klebgrund zur Verfügung stand.

7.3 Verstärkung der Autobahnbrücke PICD 126 bei Paris

Hierbei handelt es sich um die erste bedeutende Brückenverstärkung mit angeklebten Laschen in Europa. Ungewöhnlich große Durchbiegungen und breite Risse an einem Randträger ließen auf eine Überbeanspruchung infolge unzureichender Querverteilung bei dieser sechsstegigen Plattenbalkenbrücke schließen /7/, /86/.

Der Randträger wurde durch lamellenartig übereinander geklebte und nach der Zugkraftlinie abgestufte Zuglaschen verstärkt. Außerdem wurden Schubleche angeordnet (s. Bild 7.2). Alle Bleche waren 3 mm dick.

Bei einem Belastungsversuch stellte sich die Durchbiegung kleiner ein als berechnet.

Bei einer Besichtigung im Jahre 1982 war der Klebverbund nach 10jähriger Nutzungsdauer augenscheinlich intakt. Selbst der Anprall von überhohen Fahrzeugen hatte nur zu begrenzten Schäden an den Zuglamellen geführt (s. Bild 7.3), d.h. die unterste Lamelle war eingerissen aber nicht abgerissen.

7.4 Verstärkung des Telefongebäudes Füsslistraße in Zürich

Hier erforderte eine Nutzlasterhöhung einer Decke um 49% eine Verstärkung. Bei der Bemessung der anzuklebenden Bewehrung aus Zuglaschen und Schubwinkeln analog zur Schweizer Stahlbetonnorm wurde die Tragwirkung der vorhandenen Bewehrung vernachlässigt /85/. Das führte zum Teil zu recht aufwendigen stahlbauartigen Endverankerungs- und Verbindungselementen (s. Bild 7.4). Andererseits wurde hier beispielhaft demonstriert, daß die gesamte Deckenbewehrung (Haupt- und Nebenunterzüge und Platten) nachträglich angeklebt werden kann. Die relativ großen Laschenquerschnitte und die aufwendigen Verbindungselemente lassen jedoch auf einen hohen Sicherheitszuschlag und auf erhebliche Kosten für Lohn und Material schließen.

7.5 Verstärkung von Straßenbrücken bei Quinton/Großbritannien

Bei den vier verstärkten Brücken handelt es sich um Stahlbetonplattenbrücken mit Hohlkörpern. Sie wurden durch Schwerver Transporte überbeansprucht. Sorgen erregend breite Risse waren entstanden /39/, /64/.

An der Unterseite der Platten wurden bereichsweise Stahllaschen mit Einzelquerschnitten von $254 \times 6 \text{ mm}^2$ teils nebeneinander und teils übereinander angeklebt (s. Bild 7.5). Während der Arbeiten standen die Brücken unter normalem Verkehr.

Bei einer anschließenden Belastungsprobe war die Durchbiegung nur halb so groß wie erwartet. Die Rißöffnung verringerte sich um 35-40%.

Drei Jahre nach der Laschenmontage wurde eine Lasche zu Untersuchungszwecken entfernt. Der Klebverbund war einwandfrei. Die Klebschicht haftete etwa gleich gut am Stahl wie am Beton. Dennoch fanden sich am Stahl unter der Klebschicht zwar sehr schwache jedoch ausgedehnte Rostspuren. Ähnliche Unterrostung zeigte auch die Korrosionsschutzbeschichtung der Laschen. Am Laschenstahl ließ sich eine Kontaminierung durch Chloride und Sulfate nachweisen /46/.

7.6 Verstärkung einer Stahlbetonbogenbrücke über die Muota in der Schweiz

Eine statische Überprüfung dieser fast 70 Jahre alten Brücke hatte ergeben, daß wegen der Verformung der Bogenträger eine Durchlaufwirkung für die Fahrbahnplatte in der ursprünglich angenommenen Weise nicht bestand. Auch sollte die Brücke für höhere Verkehrslasten zugelassen werden. Eine Vergleichsrechnung ergab, daß eine Verstärkung der Fahrbahnplatte durch angeklebte Stahllaschen als Feldbewehrung kostengünstiger als Neubau oder Gesamtrestauration wäre /80/.

Da die vorhandene Feldbewehrung wegen Karbonatisierung und schlechter Verdichtung des Betons stark angegriffen war, wurde die untere Feldbewehrung bei der Bemessung der Laschen nicht berücksichtigt. Der Kostenvoranschlag für das Ankleben von 2481 kg Laschenstahl einschließlich Rostschutzanstrich belief sich auf 30.000,-- Sfr.

Gewählt wurden Laschenprofile von 15-20 cm Breite und 10-15 mm Dicke in Stücklängen bis zu 4,40 m. Stöße der Zugbleche wurden im Bereich minimaler Momente angeordnet und als geklebte Überlappung ausgeführt. Die Überlappungslänge betrug 40 cm.

Bei einem Belastungsversuch zeigten sowohl die Durchbiegungs- als auch die Verformungsmessungen an Beton und Laschen eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit den berechneten Werten. Insbesondere konnten keine meßbaren Verschiebungen zwischen dem Beton und den Laschen festgestellt werden.

7.7 Verstärkung der Koppelfugenbereiche einer Autobahntalbrücke

Hier handelte es sich um eine 15 Jahre alte, siebenfeldrige Spannbetonbrücke mit Hohlkastenquerschnitt. In den sechs Arbeitsfugen je Überbau sind alle Spannglieder gekoppelt worden. Alle diese Koppelfugen waren gerissen. Die Rißbreiten in der Bodenplatte betrugen 0,5 bis 1,5 mm.

Eine Nachrechnung der Koppelbereiche im Zustand II ergab unter Berücksichtigung der Zusatzmomente nach DIN 4227, Ausgabe Dezember 1979, für die einzelnen Koppelfugen Schwingbreiten im Spannstahl von $\Delta\sigma_y = 78$ bis 142 N/mm^2 . Die zulässige Schwingbreite betrug hier nur zul $\Delta\sigma_y = 55 \text{ N/mm}^2$. Durch die erhebliche Überschreitung der zulässigen Werte waren Ermüdungsbrüche am gekoppelten Spannstahl zu befürchten. Dies bewog die zuständige Straßenbauverwaltung eine Sanierung durch angeklebte Stahllaschen durchführen zu lassen, wie sie in unserem Institut labormäßig erprobt worden war /73/, /74/.

Ziel der Sanierung war es, den Schlaffstahlgehalt der Bodenplatte soweit anzuheben, daß die Schwingbreite im Spannstahl auf das zulässige Maße entlastet wird. Aufgrund der Versuchsergebnisse wurde von uns der im Bild 7.6 wiedergegebene Laschenbewehrungsplan entwickelt. Für die gewählten Laschen von 6×100 und $8 \times 100 \text{ mm}^2$ Querschnitt kann in der gewählten Anordnung ein dem Rippenstahl gleichwertiges Tragverhalten angenommen werden.

Die Verstärkungsarbeiten wurden im Innern des Hohlkastens unter uneingeschränkt fließendem Verkehr durchgeführt. Dabei ergaben sich Rißbreitenänderungen bis zu 0,08 mm. Der Arbeitsaufwand für die Sanierung von 5 Koppelbereichen mit insgesamt 112 Laschen wurde von der ausführenden Baufirma mit 610 Arbeitsstunden angegeben.

Zur Kontrolle der Wirksamkeit der Verstärkung wurden vor und nach der Sanierung Belastungsversuche durchgeführt. Dabei wurden die Spannstahldehnungen der zugrandnächsten Spannglieder und Rißbreitenänderungen gemessen.

Die Koppelfugen, an denen gemessen wurde, waren in Abweichung zum eigentlichen Sanierungskonzept nicht verpreßt worden, um Stahlverformungen im Zustand II messen zu können.

Meßergebnisse: Vor der Verstärkung wurden zwar, vermutlich wegen des fehlenden Temperaturzwanges, die berechneten Schwingbreiten in Höhe von 140 N/mm² bei weitem nicht erreicht. Dennoch wurde an einzelnen Spanngliedern der zulässige Wert überschritten (s. Bild 7.7).

Nach der Verstärkung betrug die Schwingbreite nur noch 20 bis 35% bezogen auf den unsanierten Zustand. Für die Rißbreite ergaben sich ähnliche Verhältnisse. Verformungsmessungen an den Laschen zeigten, daß von den Laschen ein entsprechender Zugkraftanteil tatsächlich übernommen wird.

Insgesamt hat sich das Verstärken mit angeklebten Baustahllaschen bei dieser ersten deutschen Anwendung im Brückenbau als eine wirtschaftliche Methode mit einem technisch guten Ergebnis gezeigt.

8. Allgemeine Ausführungsgrundsätze

Für Verstärkungsarbeiten im Innern von Gebäuden unter vorwiegend ruhenden Lasten kann nach der Zulassung /81/ vorgegangen werden; an die kritischen Anmerkungen von Abs.6.1 sei erinnert.

Für alle übrigen Verstärkungsaufgaben muß die Realisierbarkeit des Anklebens von Bewehrung in Form von Baustahllaschen im Einzelfall geprüft werden. Für die Bemessung der Laschen zur Sanierung gerissener Koppelfugenbereiche sind in /70/, /73/, /74/ Grundsätze angegeben. Die erforderliche Verankerungslänge der Laschen kann nach Abs. 6.2 ermittelt werden.

Die beste Vorbehandlungsmethode für den Beton ist das Sandstrahlen. Dabei muß der Zuschlag mit einer Korngröße über 8 mm freigelegt werden. Pneumatische Nadelentrostler liefern bei höherem Zeitaufwand ein dem Sandstrahlen ähnliches Ergebnis. Andere Geräte haben sich weniger gut bewährt. Die Sandstrahlgeräte sollten mit einer hochwirksamen Ölabscheideeinrichtung versehen sein. Vor dem Kleben müssen die Betonflächen mit einem Industriestaubsauger sorgfältig entstaubt werden. Die vorbehandelten Betonflächen sollen eine Haftzugfestigkeit von mindestens $1,5 \text{ N/mm}^2$ besitzen. Wird dieser Wert nicht erreicht, muß weiter gestrahlt werden. Eventuell kann die Haftfestigkeit durch eine Primerung oder Tränkung mit einem niedrigviskosen Lösungsmittelhaltigen Epoxidharz verbessert werden.

Für die Stahllaschen ist St 37 (Gütegruppe 1 oder 2 nach DIN 17 100) geeignet. Die Laschen sollten möglichst breit, jedoch nicht breiter als 20 cm sein. Bei plattenartigen Bauteilen sollte der lichte Laschenabstand mindestens 10 cm betragen. Die Laschen sollten eine gewisse Biegesteifigkeit besitzen und daher mindestens 3 mm dick sein. Bei unebenen

Betonuntergründen empfehlen sich dickere Laschen. Eine Minimalisierung der Klebfläche ist theoretisch nach /66/ möglich.

Die Stahllaschen müssen vor dem Kleben nach DIN 55 928 Teil 4 gestrahlt werden, so daß zum Zeitpunkt des Kleberauftrags ein Reinheitsgrad von SA 3.0 nach der schwedischen Reinheitsskala vorhanden ist. Die gestrahlten Flächen müssen außerdem mit einem Lösungsmittel (z.B. Methylenchlorid) abgewaschen werden.

Alternativ kommt für die Laschen ein werksmäßiges Strahlen und Entfetten mit anschließender Primerung infrage. Als Primer sind lösungsmittelhaltige, zweikomponentige Epoxidharze mit korrosionshemmenden Zusätzen geeignet. Ihre Verträglichkeit mit dem Kleber ist zu prüfen. Diese Vorbehandlungsmethode verspricht bei hoher Luftfeuchtigkeit am Bauwerk ein verbessertes Langzeitverhalten.

Feuerverzinkte Laschen und Laschen aus nichtrostendem Stahl befinden sich noch in der Erprobungsphase. Auf jeden Fall werden sie eine strengere Klebstoffauswahl erfordern als Baustahllaschen.

In Deutschland sind für Baustahllaschen drei Epoxidharzkleber von zwei Herstellfirmen erprobt. Sie unterscheiden sich in der Viskosität und Verarbeitbarkeit und in der Reaktivität in Abhängigkeit von der Temperatur. Sie werden baustellengerecht, in vorgeschriebenem Mischungsverhältnis abgepackt, geliefert. Die eine Herstellfirma hat die beiden Komponenten kontrastreich eingefärbt. Dadurch ist das Mischen leichter zu kontrollieren.

Der Klebstoffverbrauch ist nach /86/ mit 5-6 kg/m² anzunehmen.

Während des Klebens soll die relative Luftfeuchtigkeit unter 75% betragen; die erforderliche Mindesttemperatur hängt vom Klebstoff ab.

Der Klebstoff soll nur auf die Laschen aufgetragen werden. Anschließend müssen die Laschen rasch montiert werden, weil sich an den freien Oberflächen des Klebstoffs eine Haut bildet, die die Adhäsion herabsetzen kann. Bei der Laschenmontage ist ein möglichst gleichmäßiger Anpreßdruck von ca. $0,03 \text{ N/mm}^2$ aufzubringen. Durch gerade, biegesteife Lastverteilungselemente ist dafür zu sorgen, daß die Laschen streng eben geführt werden. Vertiefungen des Betonuntergrundes können durch dickere Klebschichten ausgeglichen werden.

Beim Anpressen der Laschen muß der überschüssige Klebstoff allseitig heraustreten. Nur dadurch kann die Bauaufsicht ein vollflächiges Kleben kontrollieren. Die erforderliche Dauer des Anpreßdruckes hängt von der Temperatur ab. Sie beträgt mindestens 24 Stunden.

Schließlich ist auf die Laschen ein den Umgebungsbedingungen angepaßter, stahlbaugerechter Korrosionsschutz aufzubringen.

Laschen, die im Katastrophenfalle, wie z.B. bei Feuer, herunterfallen können, sind durch zugelassene Dübel zu sichern.

Im allgemeinen können die Laschen unter dynamisch wirkenden Verkehrslasten geklebt werden, solange diese keine größeren Rißbreitenänderungen als $0,1 \text{ mm}$ erzeugen.

Literaturverzeichnis

- /1/ Althof, Walter: Neue Möglichkeiten zur Berechnung der Belastbarkeit von Klebverbindungen. - Vortrag am Lehrgang "Klebstoffe, Klebverfahren und Konstruktionshinweise für das Verbinden von Werkstoffen" - Tech. Akad. Esslingen 1978
- /2/ Anwendung von Reaktionsharzen im Betonbau Teil 2: Untergrund (Fassung Mai 1977/Deut. Beton-Verein e.V.)In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, 1977
- /3/ Araldit-Epoxidharze für Außenarmierungen. In: Ciba-Geigy-Aspekte 1979, Nr.2, S. 2-6
- /4/ Baumann, Hans: Leime und Kontaktkleber - Berlin : Springer, 1967
- /5/ Betonsanierung mit Epoxidharzen. In: Ciba-Geigy-Aspekte 1977, Nr.1
- /6/ Bresson, Jacques: L'application du béton plaqué. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub. Nr. 349 (1977), S. 42-47
- /7/ Bresson, Jacques: Renforcement par collage d'armatures du passage inférieur CD 126 sous l'autoroute du Sud. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 297 (1972), S. 1-25
- /8/ Bresson, Jacques: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 278 (1971), S. 22-55
- /9/ Brockmann, Walter: Das Langzeitverhalten von Metallklebverbindungen. In: Werkstofftechn.8, (1977), S. 259-267
- /10/ Brockmann, Walter: Über Haftvorgänge beim Metallkleben. - 1969 - (Diss. TU Hannover 1969)
- /11/ Büchting, F.; Moosbrugger, P.: Brücken über den Europakanal aus Fertigteilen mit Verbindungsfugen aus Epoxidharz. In: Bauingenieur 51 (1976), S. 137-143
- /12/ Burkhardt, Peter; Hertig, Philippe; Aeschlimann, Hans.U.: Expériences sur les poutres mixtes en acier-béton liées à l'aide d'adhesifs époxydes. In: Mat. et Constr. 8, Nr. 46 (1975) S. 261-277
- /13/ Calder, A.J.J.: Exposure tests on externally reinforced concrete beams-first two years / Transp. Road Res.Lab. - Crowthorne, Berkshire : TRRL 1979 (Sup. Rep. 529)

- /14/ Chatelain, M.: Pathologie des ouvrages d'art ren-
forcement par toles collées / Lab. centr. des ponts
et chaussées / CIFP de Nantes - Paris : LCPC 1976
- /15/ Chiba-Shi; Chiba-ken: Reinforcing Method for bridges
(japanisch) - Proceedings of the 23rd Annual Meeting
of Civil Engineering, Nov. 1975 - Public Works Institute,
Ministry of Construction, Tokyo
- /16/ Cirodde, Roger: Caractéristiques générales des colles
structures. In: Ann. Inst. Techn. du Bât. et des Trav.
Pub. Nr. 349 (1977), S. 24-26
- /17/ Cirodde, Roger: Techniques d'assemblages par collage.
In: Bulletin Rilem, Nr. 37 (1967), S. 253-261
- /18/ Cusens, A.R.; Smith, D.W.: A study of epoxy resin
adhesive joints in shear. In: The Structural Engineer
58 A, Nr.1 (1980), S. 13-18
- /19/ Daschner, F.; Kupfer, Helmut: Versuche zur Schubkraft-
übertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. In:
Bauingenieur 57 (1982), S. 57-60
- /20/ Falkner, Horst: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen-
und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbeton-
teilen - Heft 208 - Berlin : DAfStb, 1969
- /21/ Fleming, C.J., King, G.E.M.: The development of struc-
tural adhesives for three original uses in South Africa.
In: Bulletin Rilem, Nr.37 (1967)
- /22/ Forge, René: Contribution a l'etude du comportement au
feu descolles epoxydes. In: Ann. Inst. Tech. Bât.Trav.
Pub., Nr. 349 (1977) S. 83-85
- /23/ Gilibert, Y.: Untersuchungen über das Tragvermögen von
geklebten Stahlblechen in Abhängigkeit von der Rauhig-
keit der Verbindungsflächen und von der Dicke der Kleb-
schicht (franz.). In: Mat. et constr. (Rilem) 9, No.54
(1976), S. 419-423
- /24/ Goland, M.; Reissner, E.: The stresses in cemented joints.
In: Journal of applied mechanics, Vol. 66 (1944), S. A17-
A27
- /25/ Hart-Smith, L.J.: Adhesive Bonded Single-Lap Joints.
Technical Report NASA CR 112236 (1973)
- /26/ Hänsch, H.; Krämer, W.: Kraftschlüssige Klebeverbindun-
gen im Fertigteil-Verbundbrückenbau Teil 1: Festigkeits-
prüfungen, Teil 2: Großversuche und Entwurfsgrundlagen
In: Straße 15 (1975), S. 414-419, 457-464

- /27/ L'Hermite, Robert: Le collage structural et le renforcement par résines des structures de la construction. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub. Nr. 349 (1977), S.18-23
- /28/ L'Hermite, Robert: Use of bonding techniques for reinforcing concrete and masonry structures. In: Mat. et Constr. 10, Nr. 56 (1977), S. 85-91
- /29/ L'Hermite, Robert: Béton armé par collage d'armatures / Colloque RILEM, U.T.I., Paris, sept. 1967, Paris : Ed. Eyrolles - 1971 - vol. II, S. 175
- /30/ L'Hermite, Robert: L'application des colles et des résines dans la construction. Le béton à coffrage portant. In: Ann. Inst. Techn. Bâtiment et Trav. Pub., Nr. 239 (1967), S. 1482-1497
- /31/ Hugenschmidt, Felix: Epoxidharzkleber für Beton und Stahl. In: VDI-Berichte Nr. 225 (1980), S. 21-33
- /32/ Hugenschmidt, Felix: Die Verwendung von Epoxidharzen im Hoch- und Tiefbau. Hinweise zur Technologie. / Ciba-Geigy, GZ Kunststoffe - Basel : 1978
- /33/ Hugenschmidt, Felix: New experiences with epoxies for structural applications / Ciba-Geigy Limited - Basel :1976
- /34/ Ip, Shue Fai: Structural applications of epoxy resin adhesives / Nat. Roads Board - Wellington, Neuseeland : RRU 1974 (Bull. 29)
- /35/ Irvin, C.A.K.: The strengthening of concrete beams by bonded steel plates / Transp. Road Res. Lab. - Crowthorne, Berkshire : TRRL 1975 (Sup. Rep. 160 UC)
- /36/ Isnard, André; Thomasson, Christian: Deux exemples de renforcement de structure par aciers lamellaires collés. In: Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Pub. Nr. 349 (1977), S. 64-69
- /37/ Jones, R.; Swamy, R.N.; Ang, T.H.: Under and over-reinforced concrete beams with glued steel plates. In: Int. Journ. Cem. Comp. Light. Concr. Vol. 4, (1982), S. 19-32
- /38/ Jones, R.; Swamy, R.N.; Bloxham, J.: Composite behaviour of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement. In: Int. Journ. Cem. Comp. 2, Nr.2 (1980), S. 91-107
- /39/ Kaufmann, R.: Verstärkung von Betonbrücken mittels angeklebter Stahlplatten. Arbeitstagung "Brücken- und Ingenieurbau - Vortrag 31.5.1978-2.6.1978 - Bad Wimpfen

- /40/ Ladner, Marc; Weder, Christian: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau / Eidgen. Mat. u. Vers.anstalt f.Ind., Bauw. u. Gew. Dübendorf : EMPA, 1981 (Bericht Nr.206)
- /41/ Ladner, Marc; Weder, Christian: Langzeitversuche an Stahlbetonbalken mit geklebter Bewehrung. In: Festschrift 100 Jahre EMPA, Dübendorf 1980, S. 44-51
- /42/ Ladner, Marc; Weder, Christian: Geklebte Armierung Vorversuche 2. Teil / Eidgen. Mat.prüf.u.Vers.anstalt f. Ind., Bauw. u. Gewerbe. - Dübendorf : EMPA, 1976 (Nr. 29820/2)
- /43/ Ladner, Marc; Flüeler, Peter: Versuche an Stahlbetonbauteilen mit geklebter Armierung. In: Schweizerische Bauzeitung 92 (1974) S. 463-470
- /44/ Langzeitverhalten von Epoxidharzen im Bauwesen / Kurzberichte aus der Bauforschung 19, Nr. 9 (1978), S. 747-753
- /45/ Laval, Georges: Préparation des surfaces des supports en béton et en acier en vue des collages structuraux. In: Ann. d. Inst. Techn. Bât. et Trav. Pub. Nr. 349 (1977), S. 26-41
- /46/ Lloyd, G.O.; Calder, A.J.J.: The microstructure of epoxy bonded steel-to-concrete joints. / Transp. Road Res. Lab. - Crowthorne, Berkshire : TRRL 1982 (Sup. Rep. 705)
- /47/ Lucas, Thierry: La protection des bétons plaqués contre l'incendie. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 349 (1977), S. 86-97
- /48/ Macdonald, M.D.: The flexural performance of 3,5 m concrete beams with various bonded external reinforcements. / Transp. Road Res. Lab. - Crowthorne/Berks. : TRRL 1982 (Sup. Rep. 728)
- /49/ Macdonald, M.D.: Strength of bonded shear joints subjected to movement during cure. In: Int. Journ. Cem. Comp. a. Light, Concr. Vol. 3, Nr. 4 (1981)
- /50/ Macdonald, M.D.: The flexural behaviour of concrete beams with bonded external reinforcement. / Transp. Road Res. Lab. - Crowthorne, Berkshire : TRRL 1978 (Sup. Rep. 415)
- /51/ Maier, S.: Kurzzeitverhalten von Gießharzen verschiedener Modifikation mit Füllstoffen im Hinblick auf die Verwendungsfähigkeit im Bauwesen. - 1965 - (Diss. TU-Stuttgart 1965)
- /52/ Mang, F.: Tragende Klebungen im Bauwesen. In: Adhäsion 14, Nr. 4 (1970)

- /53/ Matting, Alexander: Metallkleben - Berlin : Springer 1969
- /54/ Merkblatt für das Verpressen von Rissen ... im Bereich von Spannglied-Koppelstellen, Fassung Mai 1980 / Bundesminister für Verkehr - Bonn : 1980
- /55/ Norm DIN 1164 Teil 7 Nov. 78. Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement; Bestimmung der Festigkeit
- /56/ Norm DIN 4227 Teil 1 Dez. 79. Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton, mit beschränkter oder voller Vorspannung
- /57/ Norm DIN 53 019 Teil 1 Mai 80. Viskosimetrie; Messung von Viskositäten und Fließkurven mit Rotationsviskosimetern mit Standardgeometrie, Normalausführung
- /58/ Norm DIN 53 445 Entwurf Jan. 79. Prüfung von Kunststoffen; Torsionsschwingversuch
- /59/ Norm DIN 52 455 Aug. 81. Prüfung von Kunststoffen; Zugversuch
- /60/ Norm DIN 54 451 Nov. 78. Prüfung von Metallklebstoffen und Metallklebungen; Zugscher-Versuch zur Ermittlung des Schubspannung-Gleitungs-Diagramms eines Klebstoffs in einer Klebung
- /61/ Norm VDI 2229/Juni 1979. Metallkleben, Hinweise für Konstruktion und Fertigung
- /62/ Paillere, Anne-Marie: Guide pour le choix et l'application des produits de réparation des constructions en béton. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 349 (1977), S. 48-51
- /63/ Poschet, G.; Götze, H.: Untersuchung der Festigkeit von Klebstoffverbindungen aus Epoxidharz und Polyesterharzen mit Beton. In: Beton + Fertigteiltechnik Heft 1 1973, S. 23-29
- /64/ Raithby, K.D.: External strengthening of concrete bridges with bonded steel plates / Transp. Road Res. Lab - Crowthorne, Berkshire : TRRL 1980 (Sup. Rep. 612)
- /65/ Ranisch, Ernst H.: Verstärkung von Stahlbetontraggliedern durch angeklebte Bewehrung. In: Maschinenmarkt 88 (1982), S. 1664 - 1667
- /66/ Ranisch, Ernst H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung - - 1982 - (Diss. TU Braunschweig 1982)
- /67/ Rehm, Gallus; Franke, Lutz: Kleben im konstruktiven Betonbau - Heft 331 - Berlin : DAfStb. 1982

- /68/ Réparation et collage des Structures en Béton / Lab.
Centr. des Ponts et chaussées / - Paris : LCPC 1978
- /69/ Richtlinie für die Prüfung von Bauklebern und Mörteln
auf Basis von Araldit-Epoxidharzen / Ciba-Geigy -
Basel, 1981 (Publ. Nr. 24648/d)
- /70/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.: Brücke im
Zuge der A 45 ... Verstärkung der gerissenen Koppel-
fugen durch angeklebte Stahllaschen / TU Braunschweig,
Inst. f. Baustoffe, Massivbau u. Brandschutz Braun-
schweig : (Gutachten v. 2.4.1982)
- /71/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.: Nachträgliche
Verstärkung von Biegetraggliedern aus Stahlbeton durch
Ankleben von Bewehrung / TU-Braunschweig, Inst.f. Bau-
stoffe, Massivbau u. Brandschutz / Land Niedersachsen
- Braunschweig : 1983
- /72/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.: Strengthening
of Bridges with Epoxy Bonded Steel Plates. In: IABSE
Symposium Washington D.C.: 1982 (Final report) S.117-122
- /73/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.; Alda, Willi:
Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Kop-
pelfugenbereich durch angeklebte Stahllaschen. In: For-
schung-Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326,
Bonn: BMV 1981, S. 95-142
- /74/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.: Einseitige
Verstärkung gerissener Koppelfugenbereiche durch ange-
klebte Stahllaschen. In: Forschung-Straßenbau und Stras-
senverkehrstechnik, Heft 378, Bonn: BMV 1983
- /75/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.; Alda, Willi:
Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich
durch angeklebte Stahllaschen. In: Bauingenieur 10 (1981),
S. 139-145
- /76/ Rostásy, Ferdinand S.; Ranisch, Ernst H.: Verstärkung
von Stahlbetonbauteilen durch angeklebte Bewehrung.
In: Betonwerk u. Fertigteiltechnik 47 (1981), S. 6-11,
82-86
- /77/ Rostásy, Ferdinand S.; Alda, Willi: Rißbreitenbeschrän-
kung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und
Stahlleichtbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau (1977),
S. 149-156
- /78/ Rostásy, Ferdinand S.; Koch, Rainer; Leonhardt, Fritz:
Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus
Stahlleichtbeton - Heft 267 - Berlin : DAfStb, 1976

- /79/ Ruggli, Ch.; Wyss, P.; Zenobi, G.: Klebarmierung - eine neue Technik zur Erhaltung von Bausubstanz. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 27-28 (1980), S. 653-658
- /80/ Die Sanierung der Gizenenbrücke über die Muota / Fässler, Alphons u.a. In: Schweiz. Ing. u. Arch. Heft 41 (1980)
- /81/ Schubfeste Klebverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen / Ing.Büro Tausky/Inst. f. Bau-technik - Berlin, 1979 (Zul. Bescheid Nr. Z-26.1-1)
- /82/ Sevene, Jean-P.: Trois exemples de travaux de réparation et de renforcements d'ouvrage. 1. Renforcement de l'ancien tunnel de Saint-Cloud; 2. Installations de la satrod a Saint-Etienne; 3. Réparation et renforcement du pont de la RN 186. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 349 (1977), S. 69-76
- /83/ Sommerard, T.: Swanley's steel-plate patch-up. In: New Civil Engineer, Nr. 247 (1977) S. 18-19
- /84/ Swamy, R.N.; Jones, R.: Behaviour of plated reinforced-concrete beams subjected to cyclic loading during glue hardening. In: Int. Journ. Cem. Comp. 2, Nr.4 (1980), S. 233
- /85/ Tausky, Robert; Ladner, Marc u.a.: Verstärkung von Tragkonstruktionen mit geklebter Armierung. Telefongebäude Füsslistraße in Zürich - Umbau + Renovierung. In: Schweizerische Bauzeitung 92, Nr. 19 (1974)
- /86/ Vidal, Jacques: Renforcement du pont biaise de l'auto-route A6 sur le chemin départemental 126. In: Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Pub., Nr. 349 (1977), S. 76-82
- /87/ Volkersen, Olaf: Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. In: Luftfahrtforschung 15 (1938)
- /88/ Warner, Robert F.: Strengthening, Stiffening and Repair of concrete Structures. In: IABSE Periodica, Nr.2 (1981)
- /89/ Wuich, W.: Kleben von Metallen. In: Stahlbau 1982, S. 268-272

Bilder und Tabellen

- B 3.1 Spannungsverteilung in der Klebschicht
- B 3.2 Verbundspannungen nach Volkersen /87/
- B 4.1 Verbundspannungen nach Bresson /8/
- B 4.2 Bruchlast als Funktion der Verbundlänge
- B 4.3 Bruchlast als Funktion der Laschendicke /8/
- B 5.1 Schweizer Bauteilversuche
- T 5.2 Kenndaten der Plattenversuche
- B 5.3 Maximale Rißbreiten bei den Plattenversuchen
- B 5.4 Gemessene Durchbiegungen bei den Plattenversuchen
- B 5.5 Kraftaufteilung zwischen Bewehrungsstäben und Laschen im Riß
- B 5.6 Rißbreiten bei den Zugversuchen
- T 7.1 Bedeutende ausgeführte Laschenverstärkungen
- B 7.2 Verstärkung der Brücke PICD 126 bei Paris
- B 7.3 Verstärkungsbleche an der Brücke PICD 126 im Jahre 1982 nach 10jähriger Nutzung (Foto)
- B 7.4 Schematische Darstellung der Verstärkungsbleche bei der Telefonzentrale Füsslistraße
- B 7.5 Verstärkung von Straßenbrücken bei Quinton
- B 7.6 Laschenbewehrungsplan
- B 7.7 Gemessene Spannstahlspannungen vor und nach der Verstärkung

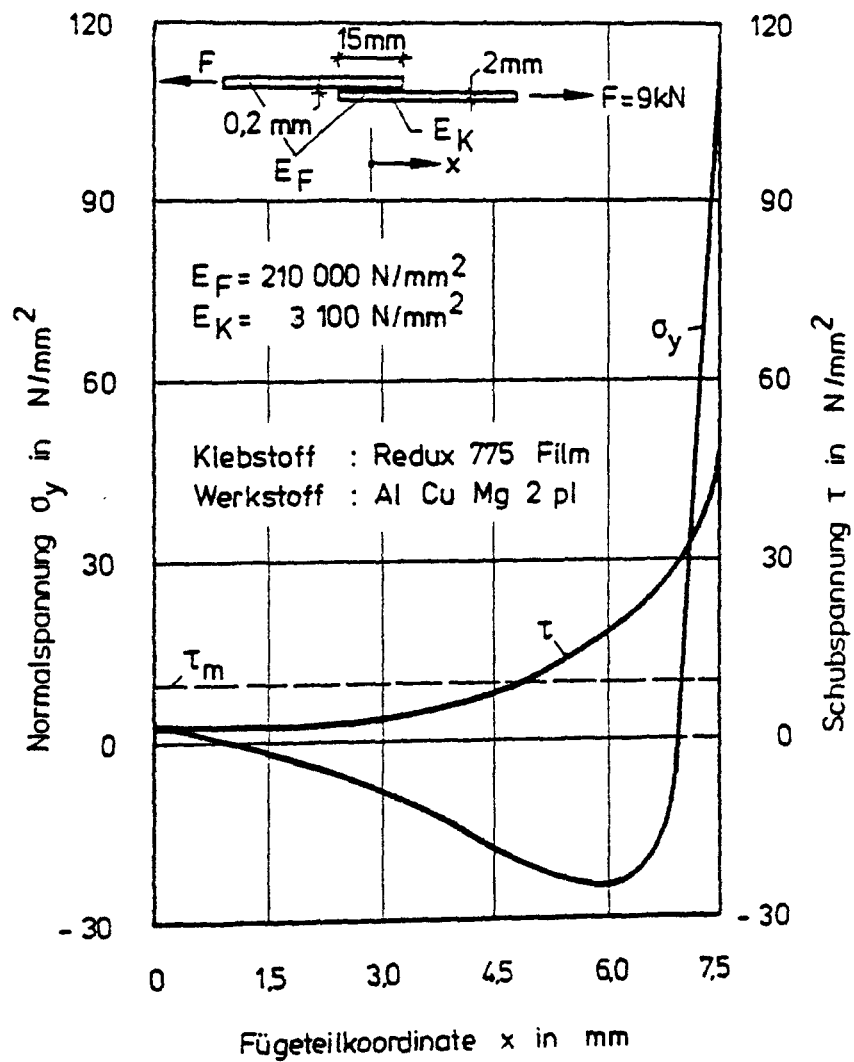


Bild 3.1: Verteilung der Normal- und Schubspannung in der Klebschicht einer punktsymmetrischen Überlappung nach /53/

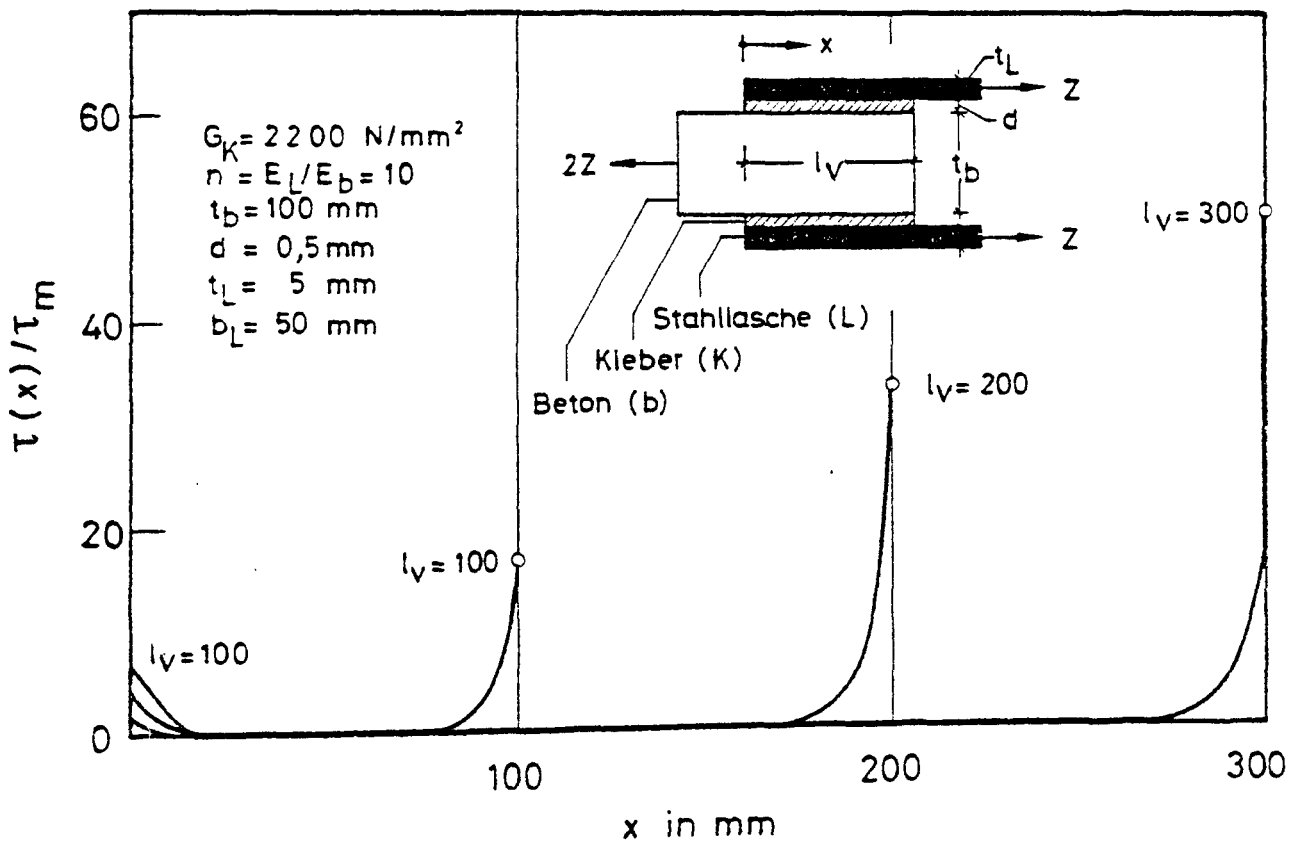


Bild 3.2: Verbundspannung in der Klebschicht zwischen
 Stahllasche und Beton nach /87/

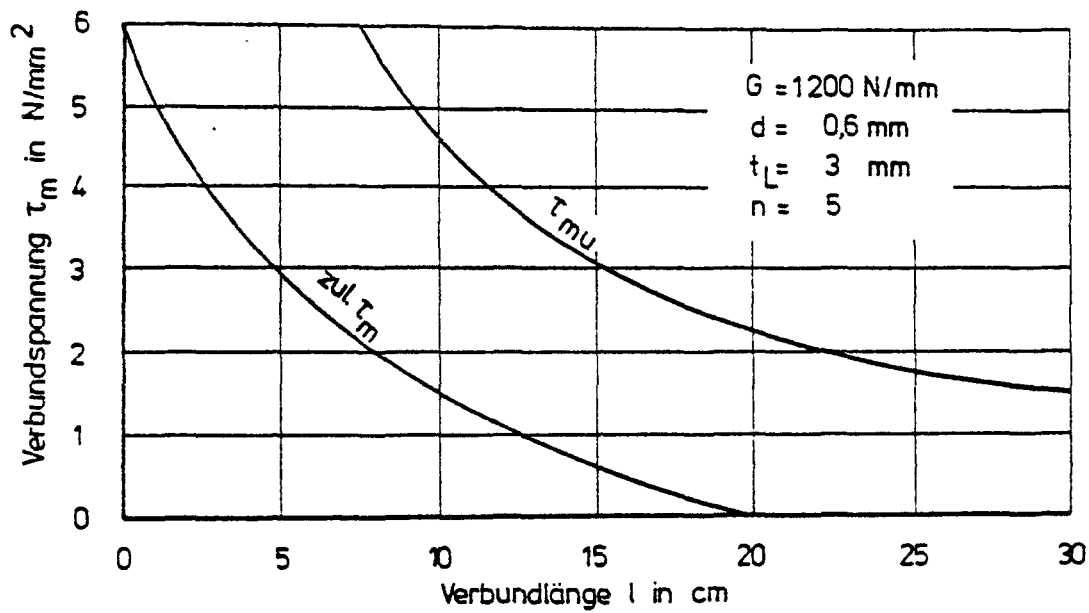


Bild 4.1: Mittlere Verbundspannungen in der Klebschicht zwischen Stahllasche und Beton in Abhängigkeit von der Verbundlänge nach /8/

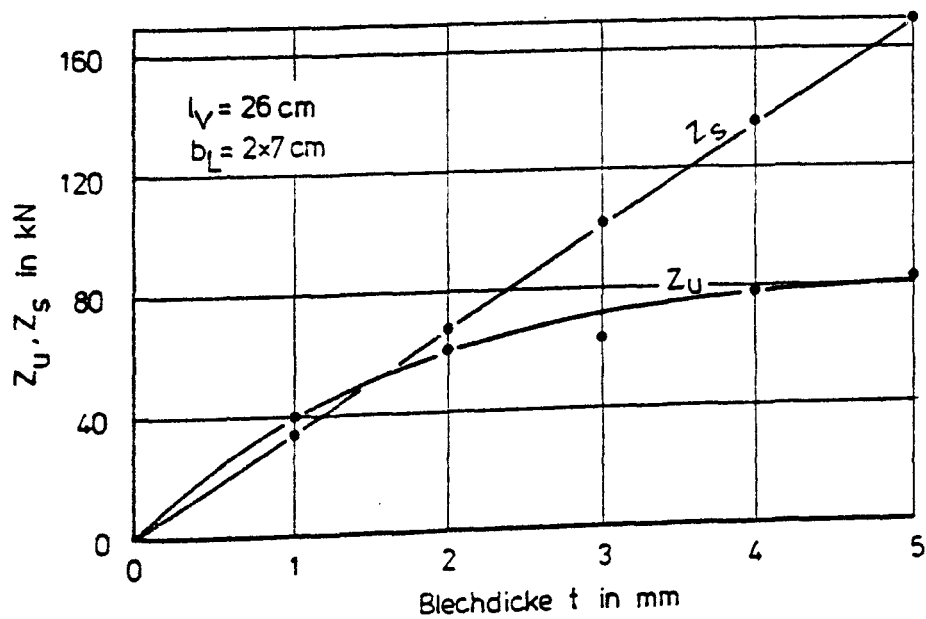


Bild 4.3: Bruchlast als Funktion der Laschendicke nach /8/

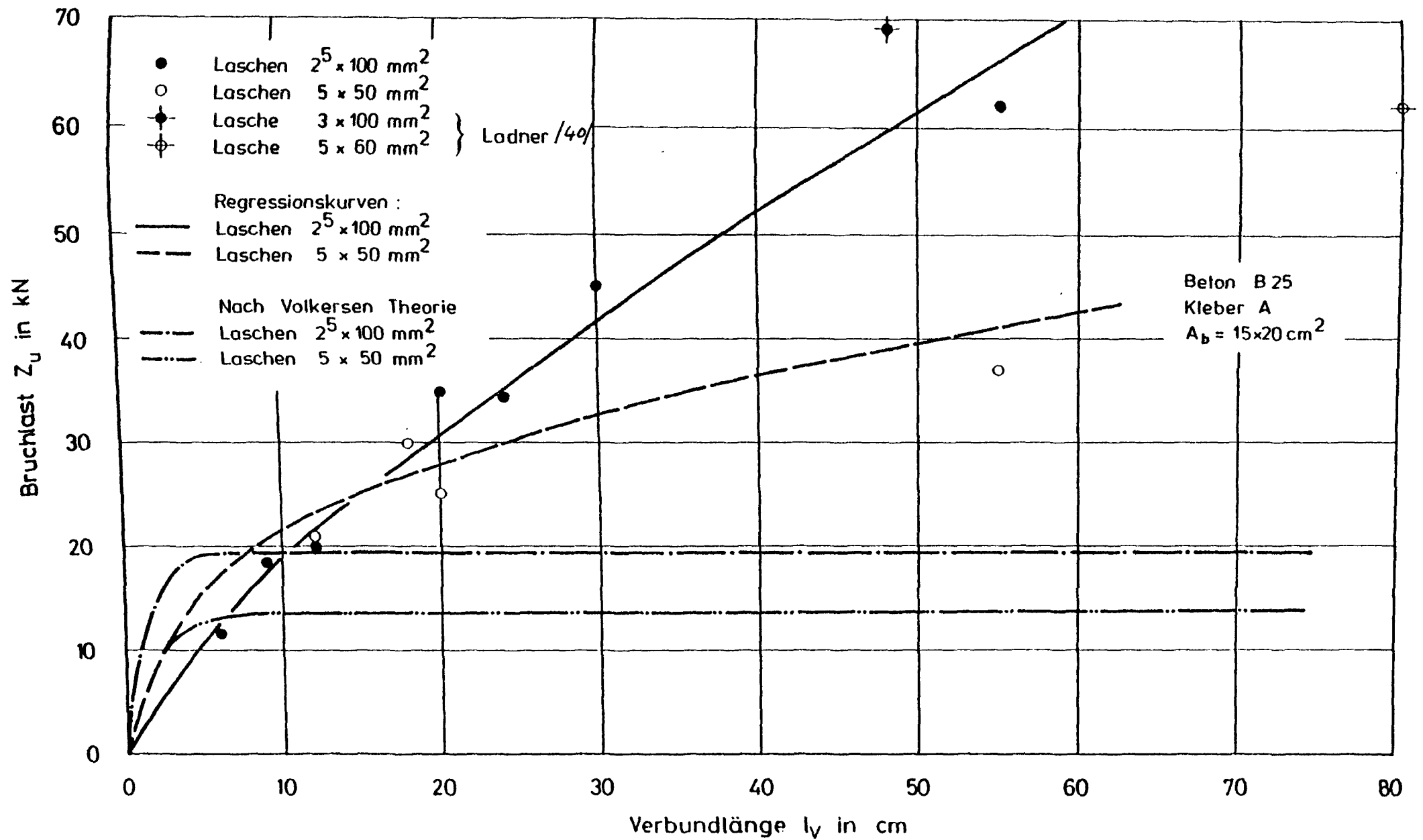


Bild 4.2: Bruchlast als Funktion der Verbundlänge

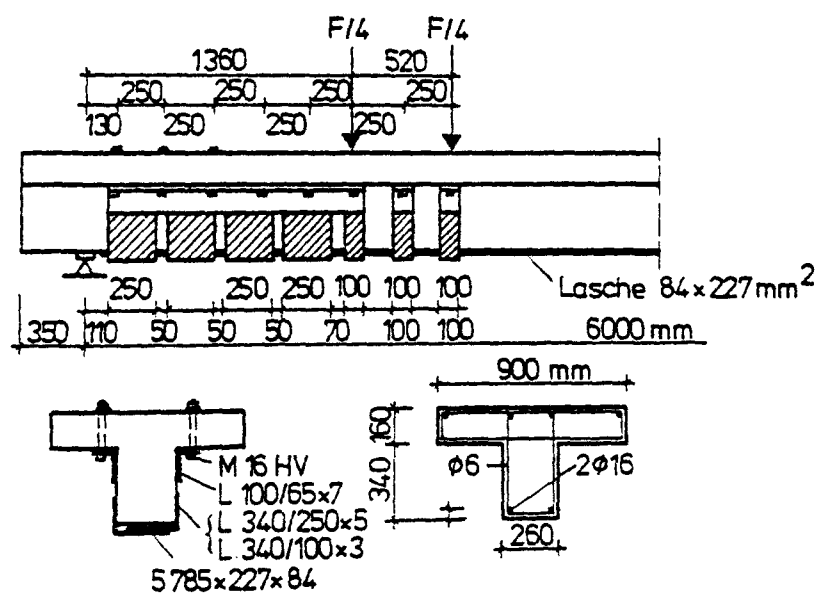


Bild 5.1: Plattenbalken mit geklebter Bewehrung nach
/40/

		Plattenversuch Nr.				
Versuchsbezeichnung		GB0 - 0	GB0 - 1	GB1 - 1	GB1 - 2	GB1 - 3
Bewehrung	-	1 K 884	2 K 884	1 K 884	1 K 884	1 K 884
Laschen	mm	-	-	5# 4x100	3# 6x150	5# 3x100
tot μ	%	0,55	1,10	1,01	1,32	0,97
tot ω	-	0,13	0,26	0,25	0,32	0,24
h_m	cm	16,1	16,1	17,1	17,4	17,1
rechn. $M_{u,R}$	kNm	76,7	143,3	149,8	192,9	143,7
Vers. $M_{u,V}$	kNm	77,4	138,0	140,8	123,2	149,6
Bruchart	-	Stahl- fließen	Schub- bruch	Schub- bruch	Verbund- bruch	Schub- bruch
$M_{u,R}/M_{u,V}$	-	0,99	1,04	1,06	1,57	0,96
Schubspannung τ_{Ou} ¹⁾	N/mm ²	0,64	<u>1,14</u>	<u>1,10</u>	0,94	<u>1,17</u>
Verbundspannung τ_{Vu} ²⁾	N/mm ²	-	-	0,69	<u>0,88</u>	0,67
Verbundspannung τ_{1u} ³⁾	N/mm ²	-	-	2,20	<u>2,09</u>	2,34

Anmerkung: Die unterstrichenen Spannungen τ waren bruchauslösend

$$1) \quad \tau_{Ou} = \frac{Q_u}{b \cdot z_m} \quad \text{zul } \tau_{011} \text{ nach DIN 1045: } 0,35 \text{ N/mm}^2$$

$$2) \quad \tau_{Vu} = \frac{Q_u S_L}{I_i \sum b_L} \quad \text{zul } \tau_K \text{ nach /81/: } 0,91 \text{ N/mm}^2$$

$$3) \quad \tau_{1u} = \frac{Q_u}{\sum b_L \cdot z_m}$$

Tabelle 5.2: Kenndaten der Plattenversuche

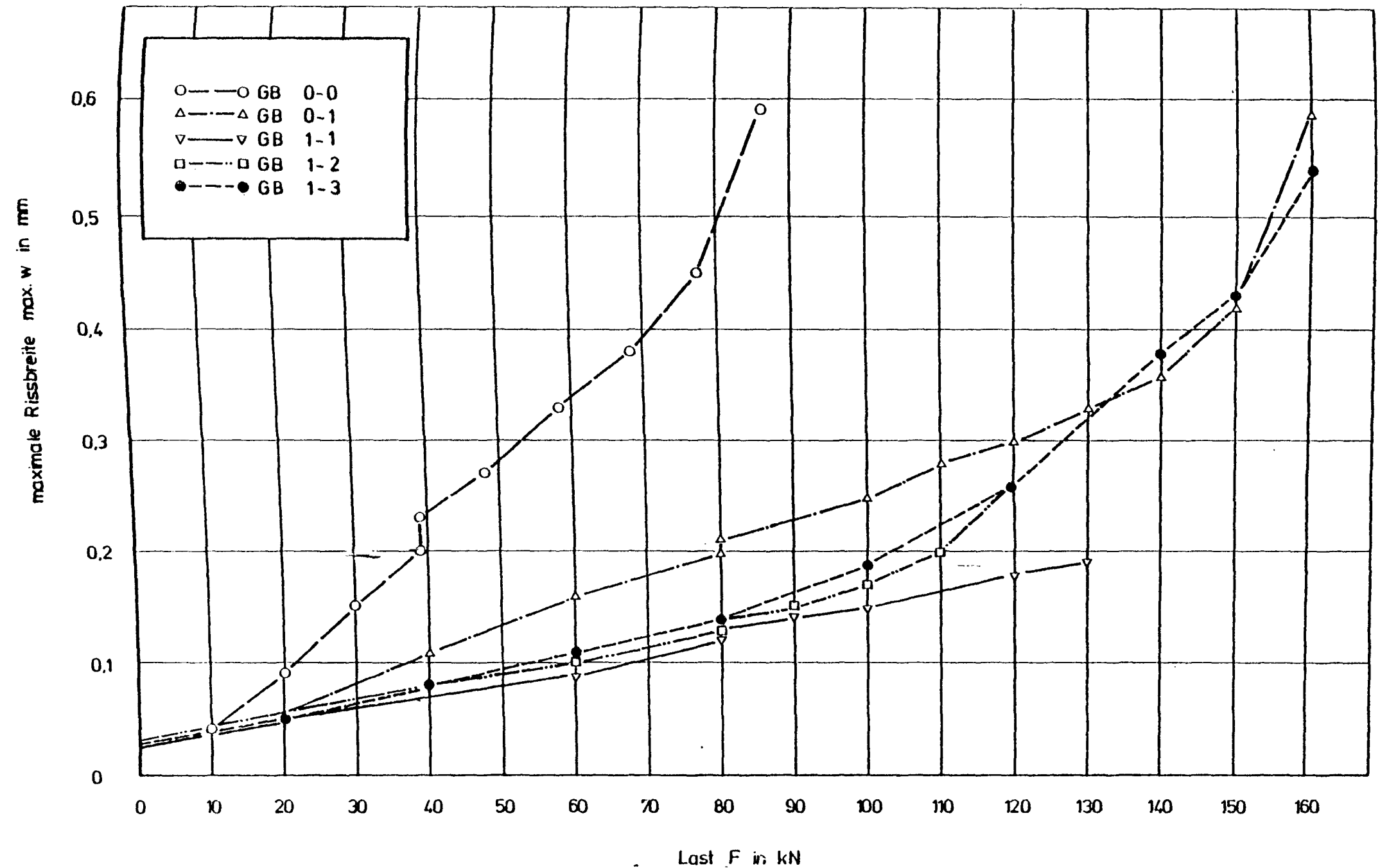


Bild 5.3: Maximale Rißbreite bei den Plattenversuchen

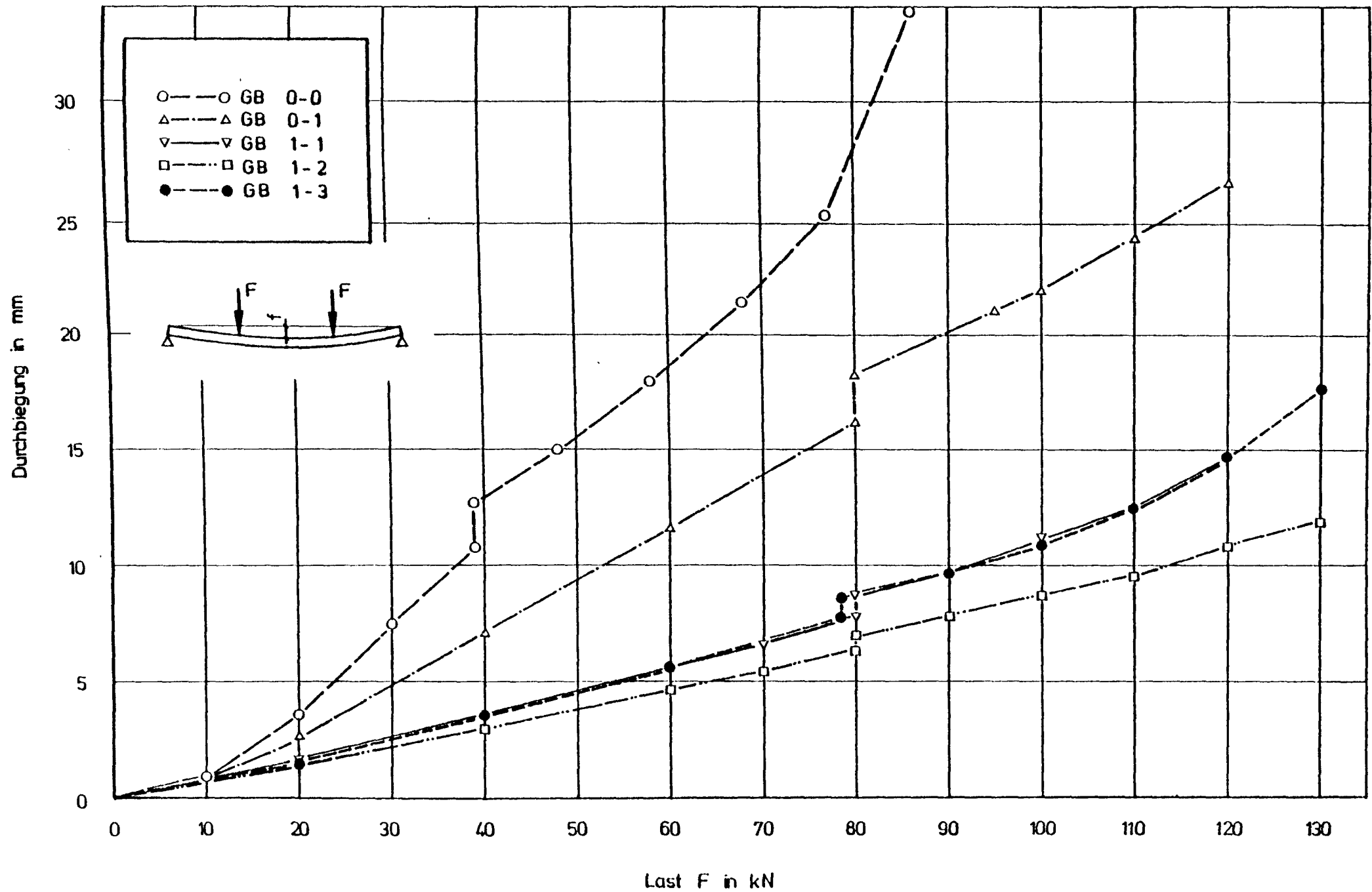


Bild 5.4: Gemessene Durchbiegungen bei den Plattenversuchen

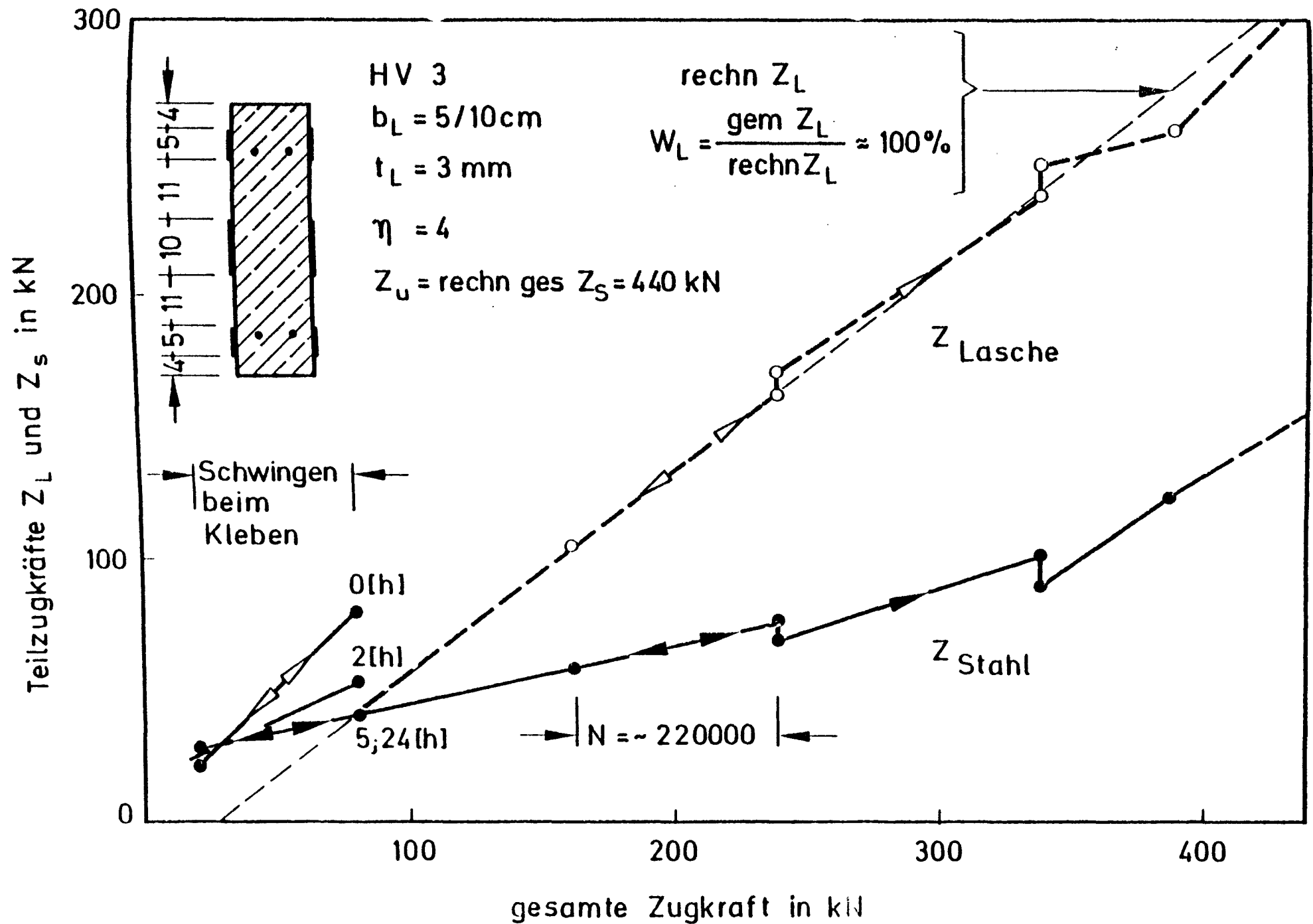


Bild 5.5: Kraftanteile in Lasche und Bewehrung im Riß bei den Zugversuchen

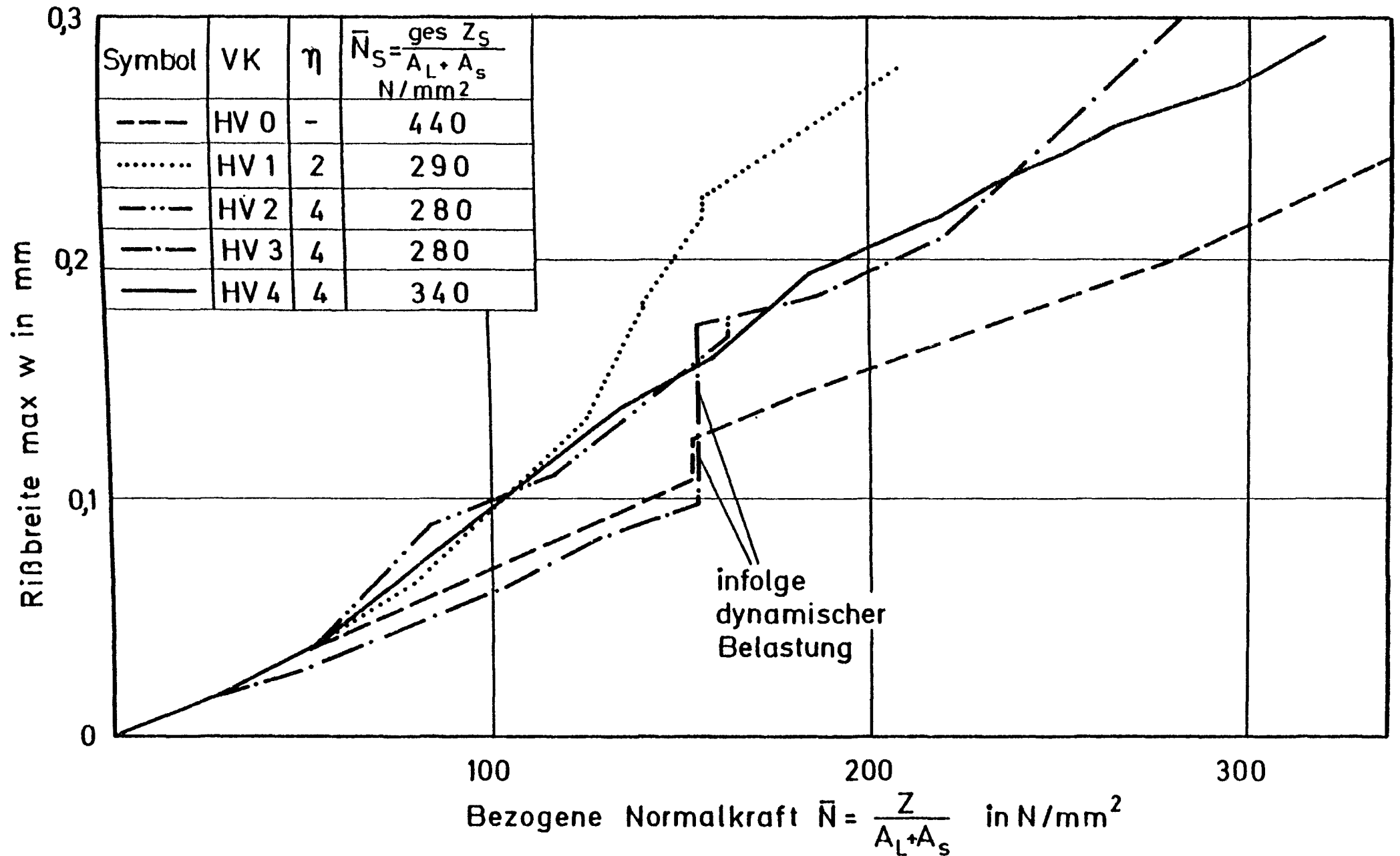


Bild 5.6: Breite des größten Trennrisses abhängig von der Beanspruchung und vom Verstärkungsgrad bei den Zugversuchen

Jahr		Bauwerk
1964	Frankreich	Kranbahn in Airvaült
1967 ^{*)}	Südafrika	Mehrere Deckenplatten u. Unterzüge
1968-75	Japan	240 Straßenbrücken in Tokyo
1972 ^{*)}	Frankreich	Plattenbalkenbrücke bei Paris
1973	Schweiz	Telefonzentrale Zürich
1975	Frankreich	Straßenbrücke über den Kanal Saint-Denis
1975	England	4 Autobahnbrücken bei Quinton
1977 ^{*)}	England	Autobahnbrücke bei Swanley
1977 ^{*)}	Frankreich	Deckenplatte eines Einkaufszentrums
1977 ^{*)}	Frankreich	Abwasserkanal bei Saint-Cloud
1979 ^{*)}	Schweiz	Fundamentplatte in Zürich
1979 ^{*)}	Schweiz	Verschiedene Unterzüge im Industriebau
1980	Schweiz	Stahlbetonbogenbrücke über die Muota
1981	Deutschland	Autobahntalbrücke bei Lüdenscheid

^{*)} kennzeichnet das Jahr der Veröffentlichung, sofern Ausführungsdaten nicht bekannt sind.

Tabelle 7.1: Bedeutende ausgeführte Laschenverstärkungen

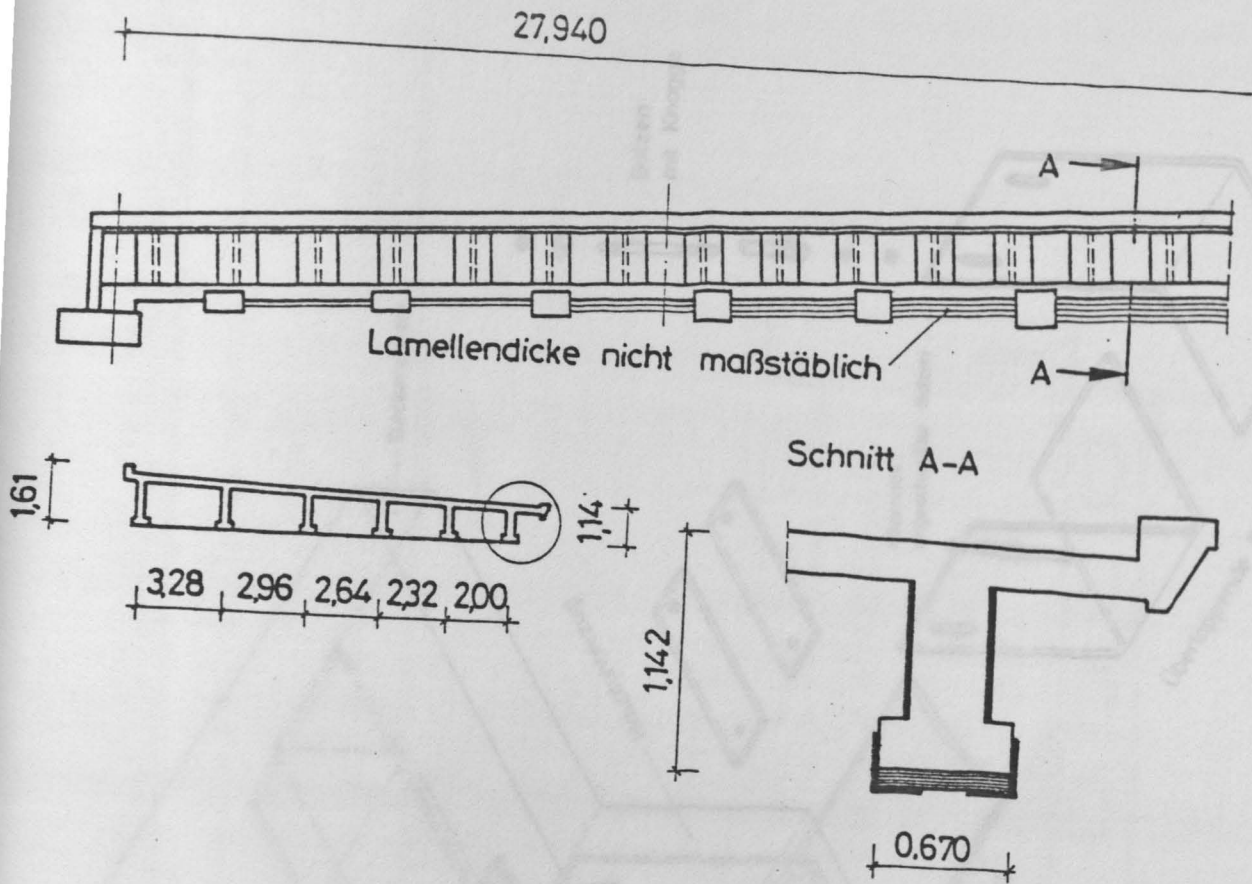


Bild 7.2: Verstärkung der Brücke PICD 126 bei Paris

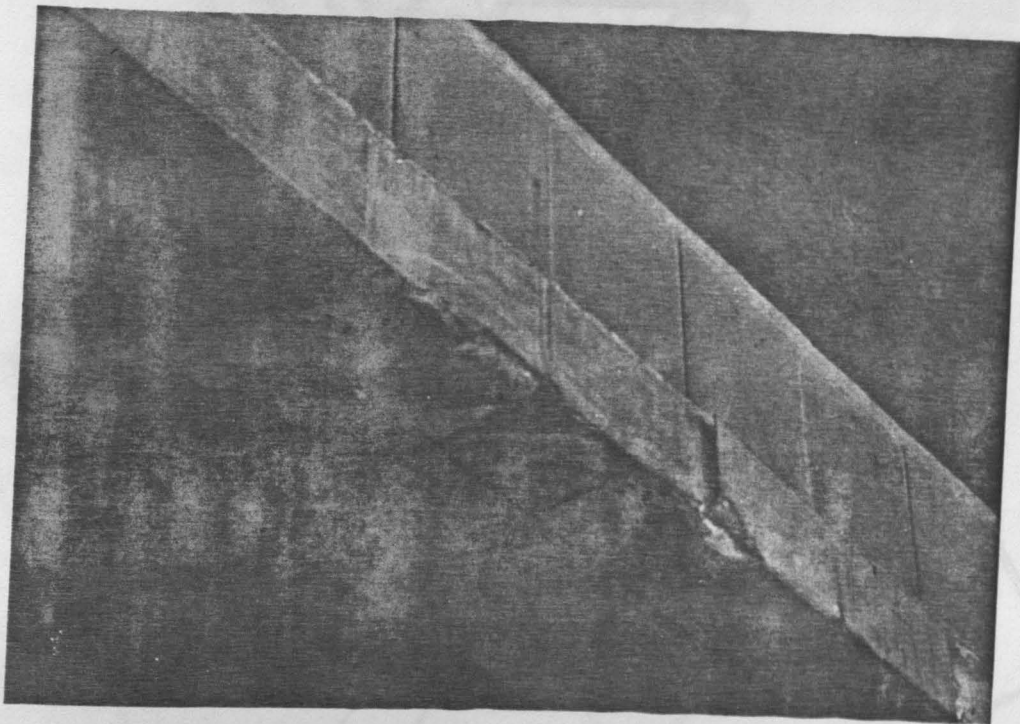


Bild 7.3: Verstärkungsbleche der Brücke PICD 126 nach 10jähriger Nutzungsdauer

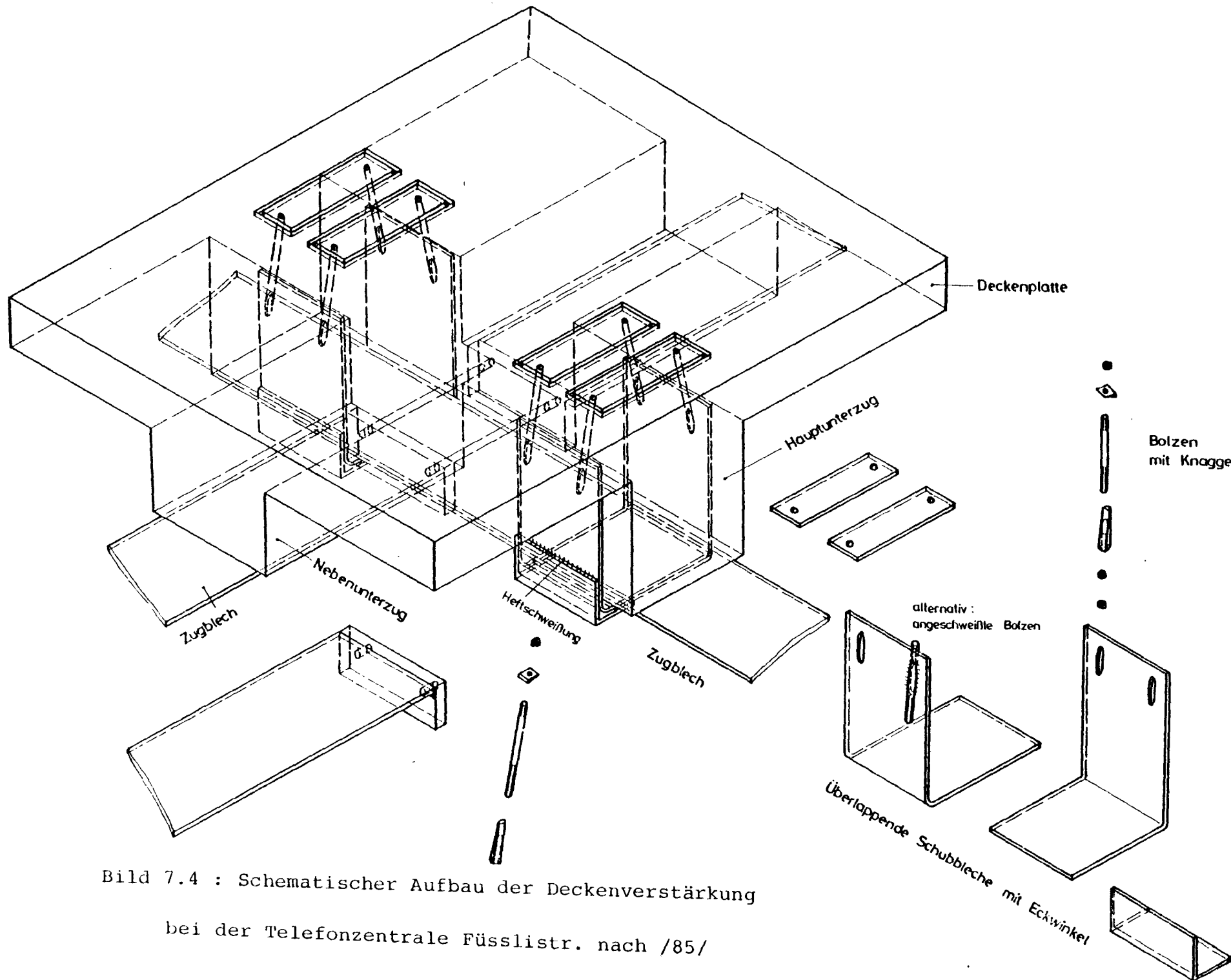
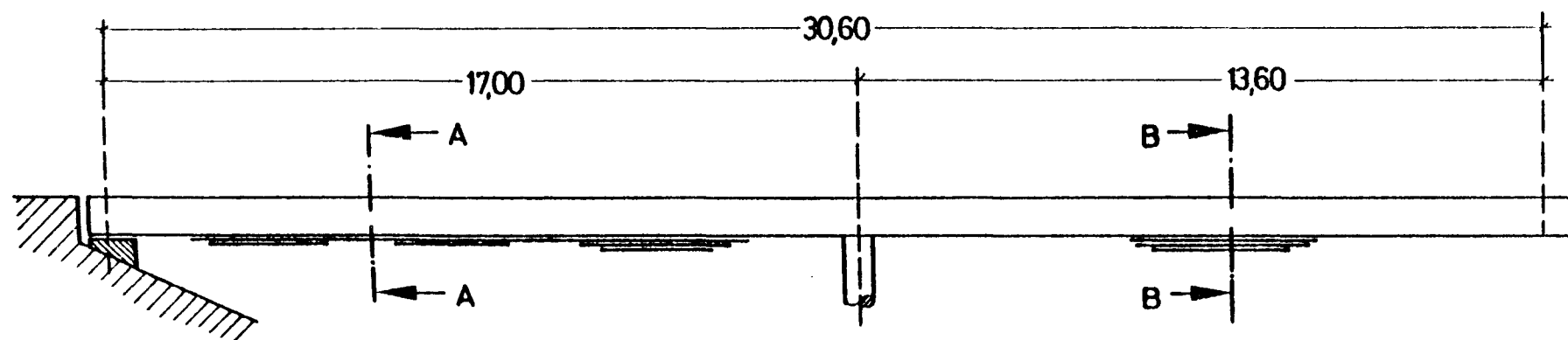
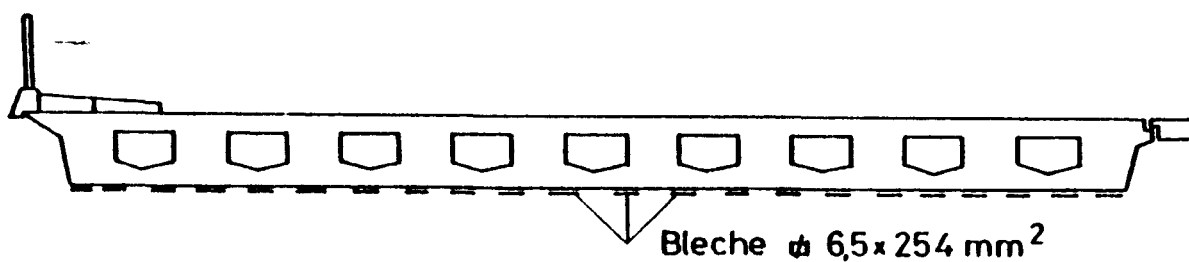


Bild 7.4 : Schematischer Aufbau der Deckenverstärkung

bei der Telefonzentrale Füsslistr. nach /85/



Schnitt A-A



Schnitt B-B

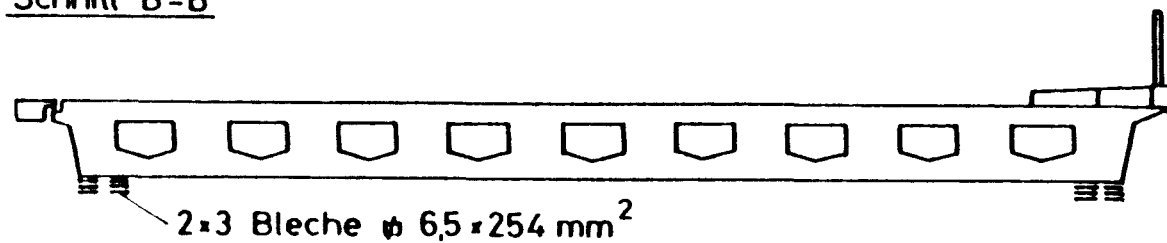


Bild 7.5 : Verstärkung der Straßenbrücken bei Quinton nach /64/

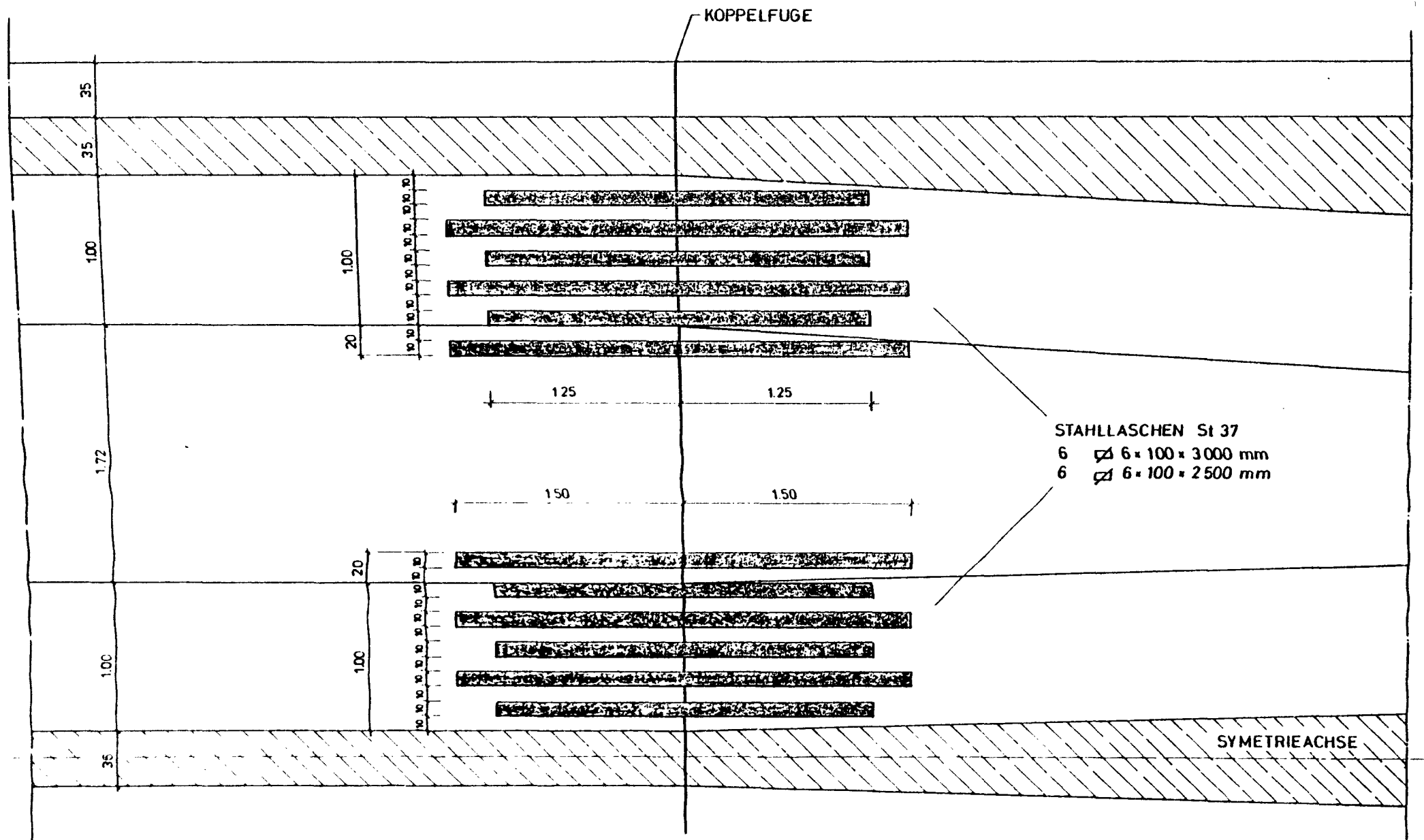


Bild 7.6 : Laschenbewehrungsplan für die Sanierung eines gerissenen Koppelfugenbereiches

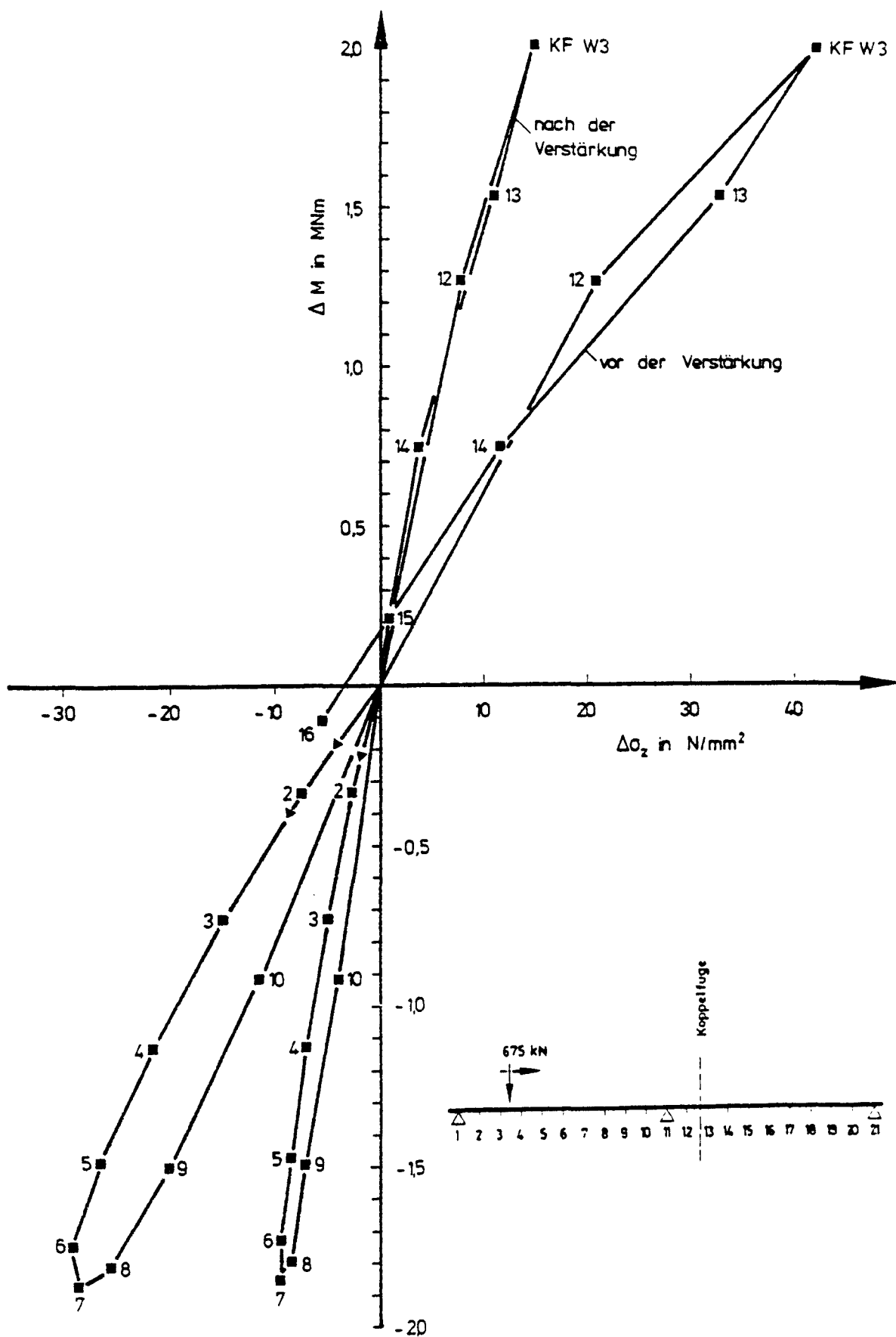


Bild 7.7: Gemessene Spannstahlspannungen in Abhängigkeit vom Brückenmoment vor und nach der Verstärkung